



**Tiago Miguel dos  
Santos Ferreira**

**Avaliação da vulnerabilidade sísmica das paredes de  
fachada de edifícios em alvenaria**



**Tiago Miguel dos  
Santos Ferreira**

**Avaliação da vulnerabilidade sísmica das paredes de  
fachada de edifícios em alvenaria**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Doutor Romeu da Silva Vicente, Professor auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e do Doutor Humberto Salazar Amorim Varum, Professor auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

Aos meus pais,

## **o júri**

presidente

Prof. Doutor Paulo Barreto Cachim  
professor associado da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Jorge Miguel Silveira Filipe Mascarenhas Proença  
professor associado da Universidade Técnica de Lisboa

Prof. Doutor Romeu da Silva Vicente  
professor auxiliar da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Humberto Salazar Amorim Varum  
professor auxiliar da Universidade de Aveiro

## **agradecimentos**

Gostaria de expressar aqui o meu mais profundo agradecimento a todos aqueles que de forma directa ou indirecta contribuíram para a concretização deste trabalho.

Ao Professor Doutor Romeu Vicente, meu orientador nesta dissertação, agradeço o apoio, a confiança e a valiosa partilha de saber. Agradeço ainda a forma como encarou este trabalho e contribuiu para a sua concretização.

Ao Professor Doutor Humberto Varum, pelo rigor, pela simpatia e pelo interesse que sempre demonstrou.

À Gabriela, minha namorada, pela paciência e pelo apoio incondicional.

Finalmente, um agradecimento muito especial à minha família, pelo amor, pela educação e pelos valores que sempre me souberam transmitir.

## **palavras-chave**

Fachada, vulnerabilidade sísmica, centro histórico, SIG, alvenaria.

## **resumo**

Nas últimas décadas, a avaliação da vulnerabilidade sísmica das construções tem vindo a ganhar destaque entre a comunidade científica. No entanto, a grande maioria das metodologias de avaliação propostas têm-se focado no comportamento do edifício no seu todo, não dando particular destaque ao comportamento isolado das paredes de fachada.

A presente dissertação aborda o tema da vulnerabilidade sísmica de paredes de fachada em alvenaria, através do desenvolvimento de uma metodologia simplificada de avaliação da vulnerabilidade sísmica, e da sua posterior aplicação às fachadas dos edifícios da Baixa de Coimbra. Os resultados obtidos foram de seguida analisados e integrados numa plataforma SIG.

O sismo que abalou recentemente a região italiana de Abruzzo, forneceu um valioso conjunto de informação de dano pós-sismo, através da qual, foi possível desenvolver e calibrar uma curva analítica para estimar o grau de dano médio para paredes de fachada. Definida a função de vulnerabilidade para fachadas, construíram-se então cenários de dano, utilizados subsequentemente na elaboração de uma proposta de caminhos de evacuação e planeamento de emergência para a Baixa de Coimbra.

Com o objectivo de validar os resultados obtidos através da metodologia desenvolvida, aplicou-se uma metodologia mecanicista a um grupo de fachadas da Baixa de Coimbra, e confrontaram-se os resultados obtidos através de cada um destes dois métodos de avaliação. Finalmente, apresentam-se um conjunto de estratégias de intervenção, que visam melhorar o comportamento sísmico das paredes de fachada.

**keywords**

Façade, seismic vulnerability, historical centre, GIS, masonry.

**abstract**

In the last decades, seismic vulnerability assessment of buildings has gained importance among the scientific community. However, most of the evaluation methodologies proposed have focused on the behaviour of the building as a whole, not paying particular attention to the individual behaviour of the façade walls.

This dissertation approaches the subject of seismic vulnerability of masonry façade walls, through the development of a methodology for seismic vulnerability assessment, and its subsequent application to the façades of the historical city Centre of Coimbra. The results were then analysed and integrated into a GIS platform.

The recent earthquake that occurred in the Italian region of Abruzzo, provided a valuable data of post-earthquake damage information, through which, it was possible to develop and calibrate an analytical function to estimate the mean damage grade for façade walls. Once defined, the vulnerability function for façade walls, the construction of damage scenarios were carried out, and subsequently were used in the preparation accessibility routing and emergency planning for the old city centre of Coimbra.

In order to validate the results obtained through the methodology developed, it was applied a mechanistic approach to a group of façades of the historical city centre of Coimbra, and the results obtained by each of the methodologies is confronted. Finally, are presented a set of intervention strategies, to improve the seismic behaviour of the façade walls.



*Áquila, 6 de Abril de 2009*



# Conteúdo

<b>1</b>	<b>Enquadramento, objectivos e organização da dissertação</b>	<b>15</b>
1.1	Enquadramento do tema . . . . .	15
1.2	Objectivos . . . . .	16
1.3	Organização da dissertação . . . . .	17
<b>2</b>	<b>Os sismos e a sua acção sobre as estruturas de alvenaria</b>	<b>21</b>
2.1	Breve introdução à história da sismologia . . . . .	21
2.2	Desenvolvimento e estado actual da sismologia . . . . .	23
2.3	Sismicidade do globo . . . . .	24
2.3.1	Carta de sismicidade . . . . .	24
2.3.2	Sismicidade histórica em Portugal . . . . .	25
2.4	A acção sísmica sobre as estruturas . . . . .	28
2.5	Comportamento mecânico das alvenarias . . . . .	30
2.6	Vulnerabilidade do edificado antigo em centros históricos . . . . .	32
2.7	Mecanismos de dano em paredes de fachada . . . . .	35
2.7.1	Mecanismos de dano para fora do plano das paredes . . . . .	35
2.7.2	Mecanismo de dano no plano das paredes . . . . .	37
2.7.3	Caso de estudo - Sismo de Áquila, Abruzzo, Itália . . . . .	38
<b>3</b>	<b>Caracterização construtiva da Baixa de Coimbra</b>	<b>41</b>
3.1	Enquadramento . . . . .	41
3.2	Materiais, soluções e tecnologia construtiva . . . . .	41
3.3	Identificação das principais anomalias das alvenarias . . . . .	46
3.4	Elementos condicionadores do comportamento das fachadas . . . . .	54
3.4.1	Pavimentos em madeira . . . . .	54
3.4.2	Coberturas com estrutura em madeira . . . . .	56
3.5	Comentários finais . . . . .	57
<b>4</b>	<b>Avaliação da vulnerabilidade sísmica</b>	<b>61</b>
4.1	Formas de avaliação e critérios associados . . . . .	61

4.2	Métodos de avaliação da vulnerabilidades sísmica . . . . .	62
4.2.1	Métodos baseados na vulnerabilidade observada ou na opinião de especialistas . . . . .	62
4.2.2	Métodos de análise baseados em modelos simplificados . . . . .	64
4.2.3	Métodos de análise detalhada . . . . .	66
4.3	Comentários finais . . . . .	67
<b>5</b>	<b>Avaliação da vulnerabilidade de fachadas</b>	<b>71</b>
5.1	Enquadramento . . . . .	71
5.2	Índice de vulnerabilidade sísmica da fachada . . . . .	75
5.3	Apresentação e análise de resultados . . . . .	90
5.3.1	Índice de vulnerabilidade da fachada aplicado à Baixa de Coimbra .	90
5.3.2	Integração dos resultados numa ferramenta SIG . . . . .	95
5.3.3	Estimativa de danos . . . . .	99
5.4	Planeamento de emergência, intervenção e socorro . . . . .	106
5.5	Novos parâmetros de avaliação da vulnerabilidade . . . . .	110
5.6	Comentários Finais . . . . .	116
<b>6</b>	<b>Implementação e aplicação de um modelo mecânico</b>	<b>119</b>
6.1	Enquadramento . . . . .	119
6.2	Identificação do mecanismo colapso condicionante . . . . .	121
6.3	Formulação do mecanismo do tipo A . . . . .	122
6.3.1	Descrição do modelo geométrico . . . . .	125
6.3.2	Formulação da força total de cisalhamento ao longo de uma fenda vertical . . . . .	126
6.4	Aplicação do modelo mecânico às fachadas . . . . .	127
6.4.1	Confronto de metodologias . . . . .	129
6.5	Comentários Finais . . . . .	131
<b>7</b>	<b>Estratégias de melhoria do comportamento sísmico das fachadas</b>	<b>135</b>
7.1	Enquadramento . . . . .	135
7.2	Planeamento e preparação de uma intervenção . . . . .	136

7.3	Intervenções locais de consolidação e reforço . . . . .	137
7.3.1	Injecções de caldas ou resinas . . . . .	137
7.3.2	Substituição do material degradado . . . . .	139
7.3.3	Gateamento de fendas . . . . .	139
7.3.4	Refechamento de juntas . . . . .	140
7.3.5	Reforço com materiais compósitos FRP . . . . .	141
7.3.6	Pregagens . . . . .	144
7.3.6.1	Pregagens generalizadas . . . . .	145
7.3.6.2	Pregagens transversais . . . . .	146
7.3.6.3	Pregagens “costura” . . . . .	146
7.3.7	Rebocos armados . . . . .	148
7.3.8	Tirantes . . . . .	149
7.4	Comentários Finais . . . . .	151
<b>8</b>	<b>Conclusões e perspectivas de trabalho futuro</b>	<b>155</b>
8.1	Síntese do trabalho realizado . . . . .	155
8.1.1	Breve descrição do trabalho . . . . .	155
8.1.2	Avaliação dos resultados . . . . .	155
8.2	Conclusões . . . . .	156
8.2.1	Caracterização construtiva do edificado da Baixa de Coimbra . . . . .	156
8.2.2	Vulnerabilidade sísmica das fachadas . . . . .	157
8.2.3	Avaliação da vulnerabilidade sísmica de fachadas . . . . .	158
8.2.4	Confronto de metodologias de avaliação da vulnerabilidade sísmica . . . . .	159
8.2.5	Critérios e estratégias de intervenção . . . . .	159
8.3	Comentários finais . . . . .	160
8.4	Perspectivas de trabalho futuro . . . . .	161
	<b>Anexo I - Mecanismos de dano e de colapso em fachadas</b>	<b>172</b>
	<b>Anexo II - Apresentação de resultados</b>	<b>194</b>

## Lista de Figuras

1.1	Fluxograma com a organização da dissertação . . . . .	18
2.1	Gravura de Lisboa após o grande terramoto de 1755 . . . . .	22
2.2	Carta sísmica . . . . .	24
2.3	Esquema da propagação das ondas P e S através de um meio (solo) . . . . .	29
2.4	Tipos de alvenaria mais comuns em edifícios antigos . . . . .	30
2.5	Comportamento sísmico de uma parede de alvenaria de pedra . . . . .	31
2.6	Cenários de devastação captados após os sismos de Sichuan e de Kobe . . . . .	33
2.7	Recorte de artigos publicados nos media . . . . .	34
2.8	Mecanismo de colapso H [14] . . . . .	37
3.1	Alvenarias de pedra calcária irregular na Baixa de Coimbra . . . . .	43
3.2	Paredes de alvenaria com estrutura de madeira [2] . . . . .	43
3.3	Outras soluções observadas [2] . . . . .	44
3.4	Presença de tirantes . . . . .	45
3.5	Cunhais e ligação entre paredes ortogonais [2] . . . . .	45
3.6	Fissuração por assentamento diferencial . . . . .	47
3.7	Fissuração por assentamento (edificação vizinha, parede meeira) . . . . .	47
3.8	Fissuração vertical junto ao cunhal . . . . .	48
3.9	Fissuração devido a impulso horizontal da cobertura sobre a parede . . . . .	48
3.10	Fissuração por falta de contraventamento e/ou ligação de paredes . . . . .	49
3.11	Desligamento de revestimentos . . . . .	49
3.12	Concentração de tensões por desalinhamento de aberturas . . . . .	50
3.13	Abaulamento da parede . . . . .	50
3.14	Esmagamento localizado (fragilização localizada na parede) . . . . .	51
3.15	Deterioração dos elementos de madeira . . . . .	51
3.16	Degradação local da alvenaria . . . . .	52
3.17	Intervenções estruturais prejudiciais do comportamento da fachada . . . . .	53
3.18	Vigamento introduzido na parede, sem frechal . . . . .	54
3.19	Vigamento assente na parede sobre o frechal embebido . . . . .	54
3.20	Vigamento assente na parede sobre frechal com cachorros . . . . .	55

3.21	Ligações com elementos metálicos . . . . .	55
3.22	Geometria e constituição da estrutura de suporte das coberturas [2] . . . . .	56
3.23	Exemplos de edifícios danificados após o sismo de Áquila . . . . .	58
4.1	Métodos de avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios [20] . . . . .	62
4.2	Índice de vulnerabilidade, $I_v$ , proposto por Vicente [2] . . . . .	66
5.1	Mecanismos de colapso parciais [12] . . . . .	73
5.2	Relações possíveis entre os níveis de avaliação da vulnerabilidade sísmica[2] . . . . .	74
5.3	Exemplos de colapsos das paredes para fora do plano[12] . . . . .	75
5.4	Cálculo do índice de vulnerabilidade da fachada . . . . .	76
5.5	Exemplos de edifícios para os quais a relação H/B é muito desfavorável. . . . .	77
5.6	Vulnerabilidade em função da esbelteza e correlação entre o coeficiente de colapso e a esbelteza, adaptado de D’Ayala et al. [31]. . . . .	78
5.7	Desenvolvimento de bielas de compressão para uma solicitação horizontal na presença de aberturas. . . . .	79
5.8	Efeito do desalinhamento de aberturas. . . . .	80
5.9	Danos a observar em paredes de fachada . . . . .	83
5.10	Ligação entre paredes ortogonais . . . . .	84
5.11	Avaliação da natureza impulsiva da cobertura [2] . . . . .	87
5.12	Tipologia das coberturas e a sua classificação quanto à natureza impulsiva [2] . . . . .	88
5.13	Elementos ligados à fachada . . . . .	89
5.14	Definição da área do projecto e zonamento do território. . . . .	90
5.15	Distribuição do índice de vulnerabilidade (histograma e curva gaussiana normal ajustada para 330 fachadas) . . . . .	92
5.16	Distribuição das classes de quatro parâmetros usados no cálculo do $I_{v_f}$ . . . . .	93
5.17	Influência de cada parâmetro no cálculo do $I_{v_f}$ . . . . .	94
5.18	Ambiente de trabalho da ferramenta desenvolvida numa plataforma SIG . . . . .	95
5.19	Mapeamento da vulnerabilidade das paredes de fachada . . . . .	96
5.20	Distribuição dos parâmetros P1 e P2 . . . . .	97
5.21	Distribuição dos parâmetros P5 e P6 . . . . .	98
5.22	Grau de dano segundo Grünthal [25] . . . . .	100
5.23	Curva de melhor ajuste aos valores médios de dano avaliados em fachadas . . . . .	101

5.24	Confronto entre as curvas que definem o grau de dano médio para edifícios e para fachadas . . . . .	103
5.25	Curvas de vulnerabilidade para as paredes de fachada da Baixa de Coimbra . . . . .	103
5.26	Cenários de dano para $I(EMS-98)=VII$ e para $I(EMS-98)=VIII$ . . . . .	104
5.27	Cenários de dano para $I(EMS-98)=IX$ e para $I(EMS-98)=X$ . . . . .	105
5.28	Histograma de distribuição de dano para $I(EMS-98)=VIII$ e $I(EMS-98)=IX$ . . . . .	105
5.29	Identificação do edificado com grau de dano médio superior a 3.5 para $I(EMS-98)=VIII$ . . . . .	107
5.30	Definição de caminhos de evacuação para a Baixa de Coimbra . . . . .	108
5.31	Exemplos de elementos beneficiadores do comportamento das fachadas . . . . .	111
5.32	Danos registados em fachadas por “efeito de pounding” entre edifícios . . . . .	113
5.33	Definição de classes para o parâmetro P11: “ <i>Efeito de pounding</i> ” . . . . .	113
5.34	Danos registados em fachada por impulsos das estruturas de pavimento . . . . .	115
6.1	Processo diacrónico da construção de edifícios em centros históricos [22] . . . . .	121
6.2	Rotação da fachada . . . . .	122
6.3	Parede vertical livre: parâmetros geométricos e cargas actuantes [22] . . . . .	123
6.4	Caracterização geométrica dos blocos de alvenaria . . . . .	125
6.5	Modelo da parede de alvenaria . . . . .	125
6.6	Identificação da linha de abertura vertical . . . . .	127
6.7	Identificação das forças actuantes . . . . .	127
6.8	Confronto de resultados entre metodologias . . . . .	130
7.1	Alguns exemplos de degradação avançada em fachadas da Baixa de Coimbra . . . . .	135
7.2	Esquema da consolidação de uma parede de alvenaria por injeção . . . . .	138
7.3	Preparação de uma parede de alvenaria para injeção [58] . . . . .	139
7.4	Profundidade das ranhuras abertas nas juntas para intervenções unilaterais e bilaterais [60] . . . . .	141
7.5	Possíveis disposições das fitas de FRP [54] . . . . .	142
7.6	Aplicação de cintagem horizontal [62] . . . . .	143
7.7	Aspectos construtivos das pregagens [58] . . . . .	144
7.8	Exemplos da aplicação de pregagens em elementos estruturais [63] . . . . .	145
7.9	Sistema de ancoragem com porca e anilha [57] . . . . .	146

7.10	Exemplos da melhoria de ligações entre paredes com pregagens em direcções cruzadas [65] . . . . .	147
7.11	Exemplos da melhoria de ligações entre paredes de canto com pregagens em direcções ortogonais [45] . . . . .	147
7.12	Aspecto da malha de metal distendido [63] . . . . .	148
7.13	Exemplo da aplicação de tirantes ancorados pelo exterior . . . . .	149
7.14	Forças horizontais nas ligações entre paredes [54] . . . . .	149
7.15	Mecanismos de colapso sob acções horizontais [45] . . . . .	150
7.16	Aplicação de tirantes entre paredes . . . . .	150
9.1	Mecanismo do tipo A1 ou A2 . . . . .	173
9.2	Mecanismo do tipo B1 ou B2 . . . . .	174
9.3	Mecanismo do tipo C1 ou C2 . . . . .	175
9.4	Mecanismo do tipo D1 ou D2 . . . . .	176
9.5	Mecanismo do tipo E1 ou E2 . . . . .	177
9.6	Mecanismo do tipo E3 ou E4 . . . . .	178
9.7	Mecanismo do tipo F1 ou F2 . . . . .	179
9.8	Mecanismo do tipo G . . . . .	180
9.9	Mecanismo do tipo H1 ou H2 . . . . .	181
9.10	Mecanismo do tipo I1 ou I2 . . . . .	182
9.11	Mecanismo do tipo J . . . . .	183
9.12	Mecanismo do tipo K1 ou K2 . . . . .	184
9.13	Mecanismo do tipo L . . . . .	185
9.14	Mecanismo do tipo M . . . . .	186
9.15	Mecanismo do tipo N . . . . .	187
9.16	Mecanismo do tipo O . . . . .	188
9.17	Mecanismo do tipo P . . . . .	189
9.18	Mecanismo do tipo Q . . . . .	190
9.19	Mecanismo do tipo R . . . . .	191
9.20	Mecanismo do tipo S . . . . .	192
10.1	Distribuição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P1 e P2 . . . .	194
10.2	Distribuição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P3 e P4 . . . .	195

10.3	Distribuição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P5 e P6 . . . .	195
10.4	Distribuição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P7 e P8 . . . .	196
10.5	Distribuição das classes para o parâmetro P9 e P10 . . . . .	197
10.6	Distribuição dos parâmetros P1 e P2 . . . . .	198
10.7	Distribuição dos parâmetros P3 e P4 . . . . .	198
10.8	Distribuição dos parâmetros P5 e P6 . . . . .	199
10.9	Distribuição dos parâmetros P7 e P8 . . . . .	199
10.10	Distribuição dos parâmetros P9 e P10 . . . . .	200



## Lista de Tabelas

2.1	Principais sismos históricos em Portugal Continental [5] . . . . .	26
2.2	Principais sismos históricos nos Açores [5] . . . . .	27
2.3	Causas mais importantes de danos em elementos estruturais [10] . . . . .	34
2.4	Mecanismos de rotura fora do plano segundo D'Ayala e Speranza [11] . . . . .	36
2.5	Mecanismos de rotura no plano segundo D. D'Ayala <i>et al.</i> [15]. . . . .	38
4.1	Formato da matriz de probabilidade de dano [23] . . . . .	63
5.1	Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P1. . . . .	77
5.2	Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P2. . . . .	78
5.3	Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P3. . . . .	79
5.4	Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P4. . . . .	80
5.5	Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P5. . . . .	82
5.7	Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P6. . . . .	83
5.9	Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P7. . . . .	85
5.10	Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P8. . . . .	86
5.11	Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P9. . . . .	88
5.12	Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P10. . . . .	89
5.13	Valores médios da altura e largura das fachadas e da relação $H/B$ . . . . .	93
5.14	Valores médios de espessura e relação $h/s$ medida pelo Parâmetro P2 . . . . .	94
5.15	Grau de dano para paredes de fachada em alvenaria (adaptado de Grünthal) [25]	100
5.16	Definição do parâmetro P11 . . . . .	112
5.17	Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P12. . . . .	114
5.18	Definição do parâmetro P13 . . . . .	115
6.1	Valor médio de alguns parâmetros do $I_{vf}$ . . . . .	128
6.2	Limites da zona de validação entre metodologias . . . . .	130
9.1	Principais mecanismos de dano e de colapso em fachadas . . . . .	172

## Capítulo 1

### Enquadramento, objectivos e organização da dissertação

---

---

## **Capítulo 1 - Enquadramento, objectivos e organização da dissertação**

- 1.1 Enquadramento do tema
- 1.2 Objectivos
- 1.3 Organização da dissertação

# 1 Enquadramento, objectivos e organização da dissertação

## 1.1 Enquadramento do tema

De entre todos os fenómenos naturais que ameaçam as populações, os sismos são aqueles que, quando se fazem sentir, registam consequências mais devastadoras. Este facto obriga-nos a fazer uma reflexão séria sobre o papel da segurança sísmica no planeamento das nossas cidades, e principalmente dos nossos centros históricos, onde o tecido urbano que os compõem é, não só de incalculável valor histórico e arquitectónico, mas simultaneamente o edificado potencialmente mais vulnerável às acções dinâmicas de um acontecimento sísmico.

Nas zonas de maior actividade sísmica do mundo, o edificado apresenta uma resistência sísmica inadequada, constituindo um risco económico importante, a par de uma significativa causa de perda de vidas [1]. Este facto deve-se não só à falta de legislação específica que contemplasse a acção sísmica no projecto deste tipo de edifícios, à data em que foram construídos, mas igualmente à falta de rigor no cumprimento das boas práticas construtivas, à deficiente qualidade dos materiais de construção e ainda às intervenções erróneas que sofrem ao longo do tempo. Todos estes factores levaram a que nas últimas décadas, a avaliação do risco associado à acção sísmica tenha despoletado uma preocupação crescente, sendo actualmente considerado um dos aspectos essenciais na definição das estratégias de planeamento do território e de gestão urbana [2]. Efectivamente, a melhoria do desempenho dos edifícios face à acção sísmica, assim como da resposta dos meios de socorro em cenário de catástrofe, poderiam tornar-se mais eficazes através de uma melhor percepção e desenvolvimento da avaliação do risco sísmico dos centros históricos.

A avaliação da vulnerabilidade e do risco sísmico pode portanto suportar diferentes propósitos, desde estimativas de perdas prováveis para inventários de seguradoras (classificação do risco sísmico para classes de edifícios), à análise detalhada e individual de edifícios no apoio a estratégias de reforço, ou ao desenvolvimento de análises custo-benefício. Questões relacionadas com a perda de actividades estratégicas, problemas de acessibilidade, infraestruturas, meios de socorro e salvaguarda do edificado histórico e dos seus habitantes podem também elas ser relacionadas com este tipo de avaliação. Deve salientar-se que, embora

este seja um tema com enorme preponderância nos dias de hoje, num campo onde ainda há muito trabalho a desenvolver, existem já centenas de estudos e artigos publicados na área da avaliação sísmica de edifícios existentes [1]. Adicionalmente, um pouco por todo o mundo, continuam em curso esforços organizados no sentido de melhorar e estandardizar o conhecimento técnico-científico no âmbito da avaliação sísmica.

## 1.2 Objectivos

Embora Portugal seja um país com uma perigosidade sísmica considerada baixa a moderada, a necessidade de fazer uma avaliação individual da vulnerabilidade sísmica do nosso edificado antigo torna-se cada vez mais patente e mais urgente. Uma avaliação deste tipo possibilita identificar fragilidades estruturais e consequentes intervenções de reforço, permitindo desta forma minorar os danos, ou mesmo evitar a perda de edifícios de elevado valor, assim como o risco associado à utilização dos edifícios em causa. Se tivermos em conta que a malha urbana nas zonas históricas é extremamente complexa e irregular (composta por ruas estreitas, sinuosas e de difícil acesso), este tipo de avaliação ganha ainda maior destaque, uma vez que em caso de catástrofe, estas vias poderão ficar obstruídas, cortando possíveis caminhos de evacuação e dificultando ou impedindo o acesso dos meios de socorro às populações atingidas.

Numa primeira fase deste trabalho, pretende-se fazer um estudo do índice de vulnerabilidade, ( $I_v$ ), das paredes de fachada do conjunto de edifícios que compõem a Baixa de Coimbra. A segunda fase consiste na integração dos dados resultantes deste levantamento num Sistema de Informação Geográfica (SIG), obtendo desta forma uma ferramenta importante na gestão de risco da área em estudo. A integração e cruzamento destes dados numa ferramenta SIG possibilitará construir cenários de dano, zonas críticas, indicar medidas correctivas e traçar de linhas de evacuação em caso de catástrofe, e apoiará uma elaboração mais rigorosa e eficaz dos planos de emergência desenvolvidos pela Protecção Civil para a zona Baixa da cidade de Coimbra.

### 1.3 Organização da dissertação

Esta dissertação encontra-se dividida em 8 capítulos e 2 anexos. No Capítulo 1 faz-se um pequeno enquadramento do tema e apresentam-se os objectivos desta dissertação e a forma como ela se encontra organizada. O Capítulo 2 pretende fazer uma breve introdução à temática da sismologia e apresentar os conceitos fundamentais ligados ao comportamento mecânico das alvenarias e à vulnerabilidade do edificado antigo em centros históricos. Surge ainda no Capítulo 2, a apresentação dos mecanismos de dano em paredes de fachada.

Ao longo do Capítulo 3 faz-se a caracterização construtiva da Baixa de Coimbra, particularmente dos elementos estruturais condicionantes da resposta das paredes de fachada à acção sísmica. No Capítulo 4 apresenta-se o conceito de Índice de vulnerabilidade de paredes de fachada e os métodos de avaliação da vulnerabilidade.

No Capítulo 5 é apresentada a metodologia de avaliação da vulnerabilidade de paredes de fachada proposta neste trabalho e os resultados da aplicação dessa metodologia aos edifícios da Baixa de Coimbra. É também no Capítulo 5 que se apresentam os resultados da introdução dos  $I_{vf}$  calculados numa ferramenta SIG, assim como a estimativa de dano para as fachadas em análise, e o traçado de possíveis caminhos de evacuação para a Baixa da cidade de Coimbra. No Capítulo 6 faz-se a introdução ao conceito de modelos mecânicos para a avaliação da vulnerabilidade de fachadas e apresentam-se os resultados da aplicação desses modelos a alguns edifícios, como forma de calibração e validação da já referida metodologia proposta nesta dissertação.

Finalmente nos Capítulos 7 e 8 apresentam-se, respectivamente, algumas propostas de intervenção e mitigação da vulnerabilidade de paredes de fachada e as principais conclusões deste trabalho.

Os 2 anexos reúnem ainda a seguinte informação: Anexo I - Mecanismos de colapso em paredes de fachadas; Anexo 2 - Resultados da aplicação do Índice de Vulnerabilidade à Baixa de Coimbra.

A Figura 1.1 apresenta um fluxograma com a estrutura e organização desta dissertação.

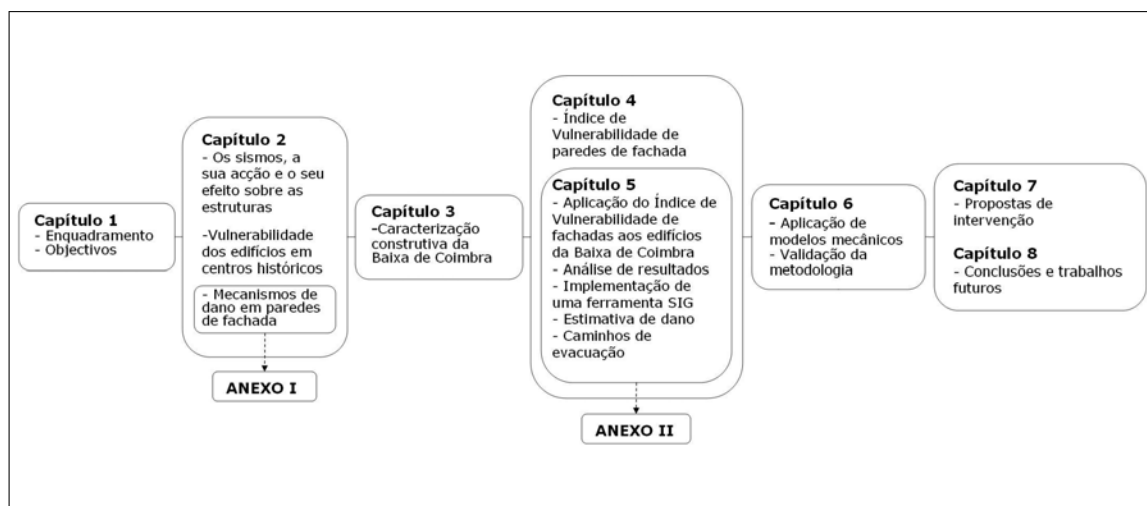


Figura 1.1: Fluxograma com a organização da dissertação

## Capítulo 2

### Os sismos e a sua acção sobre as estruturas de alvenaria

---



---

## **Capítulo 2 - Os sismos e a sua acção sobre as estruturas de alvenaria**

- 2.1 Breve introdução à sismologia
- 2.2 Desenvolvimento e estado actual da sismologia
- 2.3 Sismicidade do globo
  - 2.3.1 Carta de sismicidade
  - 2.3.2 Sismicidade histórica em Portugal
- 2.4 A acção sísmica sobre as estruturas
- 2.5 Comportamento mecânico das alvenarias
- 2.6 Vulnerabilidade do edificado antigo em centros históricos
- 2.7 Mecanismos de dano em paredes de fachada
  - 2.7.1 Mecanismos de dano para fora do plano das paredes
  - 2.7.2 Mecanismos de dano no plano das paredes
  - 2.7.3 Caso de estudo - Sismo de Áquila, Abruzzo, Itália

## 2 Os sismos e a sua acção sobre as estruturas de alvenaria

### 2.1 Breve introdução à história da sismologia

Desde a Antiguidade que a actividade sísmica tem representando para o homem, não só um dos seus maiores dilemas, mas igualmente um desafio constante ao poder do seu pensamento e da sua imaginação. Desde um violento castigo dos Deuses, como forma punitiva das ignomínias praticadas pelos homens e mulheres da Terra, a um enorme peixe-serpente movendo-se preguiçosamente por debaixo das ilhas (Japão), ou ao lento rastejar de uma tartaruga sobre a qual assentava o Mundo (índios primitivos, Estados Unidos), muitas foram as figuras mitológicas utilizadas na tentativa de encontrar explicação para a acção sísmica [3]. Plínio, *o Velho*, escreveu no século I que acreditava que os sismos eram o modo de a Mãe Terra protestar contra as violações dos seus domínios pela perversidade dos homens, explorando-a em busca de ouro, prata e ferro [4].

Os sismos foram descritos de diferentes maneiras por cientistas e filósofos gregos e romanos, cujos países eram frequentemente vitimados por esses flagelos naturais. *Thales de Mileto* (624 a.C.-558 a.C.), o mais antigos e um dos mais importantes pensadores da Grécia Antiga, acreditava que a terra não era mais que um gigantesco disco que flutuava sobre um mar de águas revoltas, sendo a acção sísmica uma mera consequência da agitação dessas águas. Por sua vez *Archelao*, defendia que o ar era o elemento responsável pelas súbitas e ferozes agitações da terra. Desenvolveu a teoria de que o ar, quando à superfície, podia introduzir-se no interior da terra, e aí permanecer acumulado no interior de grandes cavernas. Quando os valores limites de compressão admitidos pela geologia do local fossem ultrapassados, poderiam desenvolver-se roturas rápidas do material rochoso e o consequente desmoronamento dessas mesmas grutas, imprimindo ao solo adjacente ondas de choque que se propagariam sobre a forma de um sismo. Também *Aristóteles* (384 a.C.-322 a.C.) se debruçou sobre o assunto, observando que no conjunto dos grandes sismos, e em certos períodos mais curtos ou mais longos de tempo, os seu efeitos podem ser comparados com os efeitos provocados pelas grandes erupções vulcânicas [3].

O caminho percorrido até ao aparecimento das primeiras descrições mais detalhadas, datadas do século XVII e muitas vezes marcadas pelo seu exagero ou completo alheamento da realidade, foi demorado e acidentado. Prova disso mesmo são alguns documentos datados do início do século XVIII que ainda debatiam as teorias desenvolvidas pelos pensadores clássicos [3]. Só a partir de meados desse século é que se pode afirmar que o estudo dos sismos atingiu um nível científico e emergiu da bruma da mitologia e da superstição. Os sismos catastróficos de 1755 em Lisboa (ver Figura 2.1) e de 1783 na Calábria, uma província do Sul da Itália, contam-se entre os primeiros que foram completamente documentados pelos cientistas, que se atreveram a propor explicações racionais para esses terríveis fenómenos, iniciando assim o estudo da *sismologia*, a ciência que se dedica ao estudo dos sismos [4].



Figura 2.1: Gravura de Lisboa após o grande terramoto de 1755 [5]

É já no decurso do século XIX que se começa a investigar a intervenção que a fractura das rochas poderá desempenhar em relação à actividade sísmica e se divide a essa investigação em dois caminhos distintos: o primeiro, que aborda essa fractura como local gerador de sismos, e a segunda, que admite essa fractura como o resultado de uma acção exercida sobre a própria rocha. No entanto, apenas no início do século XX, as fracturas ou falhas detectadas à superfície do solo começaram a tomar a forma concreta de responsáveis pela origem dos sismos. Esta ideia ficou comprovada pelos resultados provenientes do sismo de S. Francisco, na Califórnia, em 1906 [3].

Foi desta forma, com a intervenção lenta e participada de vastas equipas compostas por físicos, geólogos e químicos, auxiliadas pelos registos dos sismógrafos, que se chegou ao actual estado de conhecimento da sismologia e que se espera que esse conhecimento prossiga em rápido crescimento.

## 2.2 Desenvolvimento e estado actual da sismologia

Embora ao longo dos últimos anos o conhecimento científico e técnico na área da engenharia sísmica e da sismologia, tenha evoluído exponencialmente, não nos é possível, ainda nos dias de hoje, prever com fiabilidade quando e onde ocorrerão sismos. A previsão deste fenómeno natural continua a ser um desígnio da humanidade ainda não atingido, embora os esforços que estão a ser efectuados nesse domínio permitam alimentar a esperança de que num futuro, mais ou menos longínquo, seja possível prever os sismos com um grau de certeza comparável àquele com que hoje em dia prevemos as condições atmosféricas adversas [5].

No entanto, e ainda que fosse possível prever a data e o local da ocorrência de um sismo, continuaria ainda assim a fazer sentido questionar as vantagens e desvantagens dessa capacidade de previsão, e de como poderia ser utilizado tal conhecimento [5]. As inegáveis vantagens inerentes à capacidade de um alerta prévio, permitindo potencialmente, através da adopção de medidas pró-activas de protecção, reduzir o número de vítimas e tomar algumas decisões estratégicas, não substituiria todavia um conjunto alargado de medidas preventivas, ligadas à segurança das estruturas e infra-estruturas atingidas, já que o mero conhecimento do local, hora e dimensão do sismo, só por si, em nada contribuiria para garantir a sua segurança. Certamente que não seria satisfatório prever que um sismo de grande dimensão iria atingir uma determinada cidade, permitindo que ela fosse evacuada, para ser reencontrada em ruínas pelos habitantes após o sismo [5], ou mais que isso, não seria aceitável que, feita essa previsão, não fosse possível anteciper de forma rigorosa quais os edifícios potencialmente mais vulneráveis, e quais os métodos e mecanismos mais eficazes de garantir a sua segurança.

O conhecimento e o estudo da sismicidade de um território são a primeira tarefa no caminho da prevenção e, numa perspectiva mais lata, uma forma de fazer previsão. A previsão, não propriamente determinística, mas sim probabilística (no sentido onde é mais provável que ocorra o próximo sismo, com que probabilidade e principalmente, com que características). Essa tarefa é absolutamente necessária no território português, já que o passado mostra que sismos de diversas origens e com diversas magnitudes têm atingido diferentemente as várias zonas do país, muitas vezes com consequências bem nefastas [5].

## 2.3 Sismicidade do globo

### 2.3.1 Carta de sismicidade

A localização geográfica dos epicentros dos sismos, que desde há mais de 80 anos vem sendo efectuada pelos registos obtidos nos sismógrafos, contribui fundamentalmente para a consolidação da sismicidade histórica, considerada uma das matérias-base da Sismologia. A Figura 2.2 ilustra a actividade sísmica a nível global entre os anos 2000 e 2008.

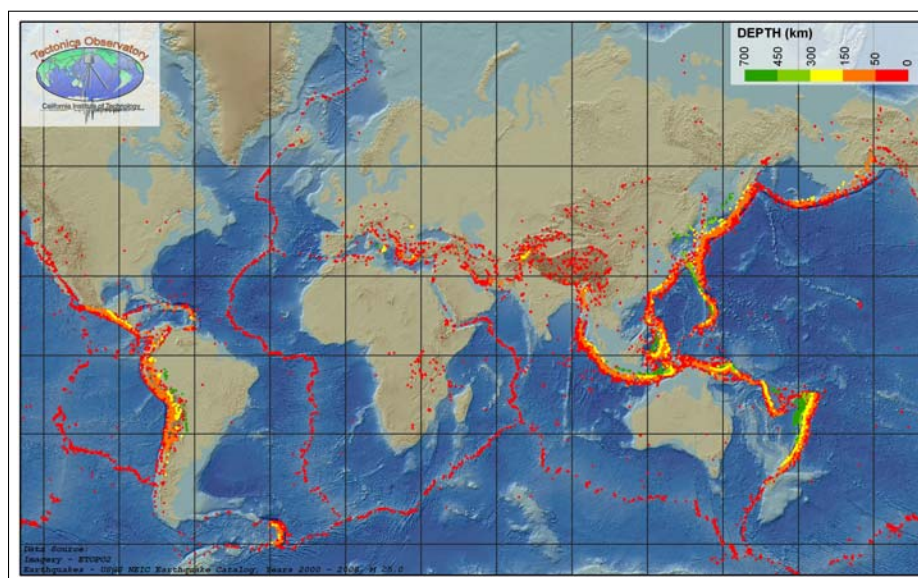


Figura 2.2: Carta sísmica elaborada pelo California Institute of Technology

Os pontos assinalados indicam a posição geográfica do hipocentro de cada um dos sismos registados e a sua profundidade. Os hipocentros mais superficiais encontram-se então assinalados a verde, enquanto os mais profundos se encontram assinalados a vermelho. A distribuição destes hipocentros permite-nos verificar que a grande maioria dos sismos se registam nas fronteiras entre as placas tectónicas que formam a litosfera terrestre, podendo essas zonas ser assinaladas como críticas no que respeita à actividade sísmica. Todavia, uma análise mais detalhada permite-nos definir algumas áreas ou alinhamentos geográficos particularmente interessantes [3]:

- i. No sentido Norte/Sul do Atlântico corre um alinhamento que contorna a África do Sul e entra no Oceano Índico, para se dividir em dois ramos. Um sobe em direcção ao Mar Vermelho, onde curva pronunciadamente para terminar no *Rifte Oriental Africano*; o outro corre para sul, ao redor da Austrália, continua pelo Oceano Pacífico em posição

afastada da América do Sul e entra no Golfo da Califórnia. De assinalar que, no percurso sobre os oceanos, geralmente não ocorrem sismos violentos

- ii. Uma segunda faixa, caracterizada pelo local onde ocorrem os sismos de maior violência e destruição em virtude da elevada energia libertada, vem definir-se por uma zona na periferia do Oceano Pacífico, que inclui a Nova Zelândia, Kermadec, Tonga, Ilha Samoa, Ilhas Fiji, Salomão, Norte de Nova Guiné, Filipinas, Formosa, Ryukyu, Este da Kamchatka, Aleutanas e Alaska. Voltando ao hemisfério Sul, seguem-se as densas zonas de actividade sísmica da costa ocidental da América Central e do Sul
- iii. Finalmente, todo o desenvolvimento que se estende desde a Itália, Balcãs, Ásia Central, Irão, Afeganistão, Himalaia, Tibete e China Ocidental.

### **2.3.2 Sismicidade histórica em Portugal**

Portugal Continental tem sofrido, ao longo do tempo, as consequências de sismos de magnitude moderada a forte, que resultaram muitas vezes em danos importantes em várias cidades e vilas no Centro/Sul do país.

O território português encontra-se perto da fronteira entre duas placas tectónicas, a Placa Africana e a Euro-Asiática. Esta fronteira, genericamente designada por falha Açores-Gibraltar no desenvolvimento do Oceano Atlântico, apresenta uma actividade sísmica razoável, associada à interacção destas duas placas. Pela análise dos estudos sobre sismicidade histórica observa-se que vários sismos tiveram origem nesta fronteira de placas, afectando de um modo importante o território continental. Na zona do território nacional estão documentados inúmeros sismos históricos, tanto na zona do continente e nas suas imediações, como na zona dos Açores. Nas Tabelas 2.1 e 2.2 apresenta-se uma listagem dos sismos mais importantes, de magnitude igual ou superior a 5, respectivamente para o território do continente, e para os Açores. Junta-se ainda informação resumida acerca da localização epicentral, magnitude e intensidade desses mesmo sismos.

Da grande quantidade de sismos registados na rede do Instituto de Meteorologia Português, com números mensais que rondam a meia centena na zona Continental e da Madeira e

as centenas na zona dos Açores, apenas uma ínfima parte é sentida pelas pessoas. Este facto faz compreender que os grandes sismos, aqueles relativamente aos quais existe maior preocupação, são um subconjunto muito reduzido da totalidade dos sismos ocorridos. É no entanto este todo que precisa de ser analisado, para que se possa conhecer melhor este subconjunto dos sismos de maior dimensão e que podem ameaçar vidas e bens [5].

Tabela 2.1: Principais sismos históricos em Portugal Continental [5]

<b>Data</b>	<b>Localização epicentral</b>	<b>Magnitude e Intensidade<sup>1</sup></b>
22 de Fevereiro de 1309	Sudoeste do Cabo de S. Vicente	7
24 de Agosto de 1356	Sudoeste do Cabo de S. Vicente	7.5 - IX
18 de Dezembro de 1396	Espanha	7
12 de Março de 1528	Leiria	5 - VI
26 de Janeiro de 1531	Vale do Tejo	7.1 - X
28 de Janeiro de 1551	Sines	7.1 - X
8 de Junho de 1598	Vale do Tejo	VIII
27 de Outubro de 1699	Vale do Tejo	VII
6 de Março de 1719	Algarve	7 - IX
27 de Dezembro de 1722	Algarve	7.8 - IX
12 de Outubro de 1724	Atlântico Oeste	7 - X
1 de Novembro de 1755	Oeste do Cabo de S. Vicente	8.5 - X
18 de Março de 1757	Vale do Tejo	5.7
31 de Março de 1761	Sudoeste do Cabo de S. Vicente	7.5
12 de Abril de 1777	Sudoeste do Cabo de S. Vicente	7
2 de Fevereiro de 1816	Sudoeste do Cabo de S. Vicente	7
16 de Dezembro de 1847	Vale do Tejo	VI
23 de Março de 1855	Vale do Tejo	VI
12 de Janeiro de 1856	Algarve	6 - IX
19 de Novembro de 1857	Atlântico oeste	6.5 - IV
19 de Março de 1858	Beira Alta	4.3 - IV
11 de Novembro de 1858	Setúbal	7.2 - IX
22 de Agosto de 1891	Vale do Tejo	4.5 - V
30 de Outubro de 1896	Baixo Alentejo	5 - VI
13 de Agosto de 1899	Vale do Tejo	5.7 - VI
23 de Abril de 1909	Benavente	6.3 - X
20 de Fevereiro de 1969	Atlântico	7.9

Tabela 2.2: Principais sismos históricos nos Açores [5]

<b>Data</b>	<b>Localização epicentral</b>	<b>Magnitude e Intensidade<sup>a</sup></b>
12 de Outubro de 1522	V. Franca - S. Miguel	X
17 de Maio de 1547	Norte da Terceira	VII - VIII
26 de Julho de 1591	V. Franca - S. Miguel	VIII - IX
24 de Maio de 1614	Praia da Vitória - Terceira	IX
8 de Dezembro de 1713	Ginetes - S. Miguel	VIII
13 de Junho de 1730	Luz - Graciosa	XI
9 de Julho de 1757	Calheta - S. Jorge	7.4 - XI
24 de Junho de 1800	Praia da Vitória - Terceira	VII - VIII
26 de Janeiro de 1801	São Sebastião - Terceira	XI
21 de Janeiro de 1837	Guadalupe e Santa Cruz - Graciosa	IX
15 de Junho de 1841	Praia da Vitória - Terceira	IX
16 de Abril de 1852	Ribeira Grande - S. Miguel	VIII
9 de Fevereiro de 1881	Opovoação - S. Miguel	VII
26 de Janeiro de 1912	Angra do Heroísmo - Terceira	VII
6 de Novembro de 1912	Praia da Vitória - Terceira	VII - VIII
31 de Agosto de 1926	Horta - Faial	5.3 a 5.9 - X
5 de Agosto de 1932	Povoação - S. Miguel	VII
27 de Abril de 1935	Povoação - S. Miguel	VII
21 de Novembro de 1937	S. Espírito - Santa Maria	VII
8 de Maio de 1939	S. Espírito - St <sup>a</sup> Maria e Rib. Quente - S. Miguel	7.0 a 7.1 - VII
25 de Novembro de 1941	Extremidade oriental da falha da Glória	8.2
15 de Junho de 1945	Capelo - Faial	VII
27 de Dezembro de 1946	Serrata - Terceira	VII - VIII
29 de Dezembro de 1950	Agualva - Terceira	VII
26 de Junho de 1952	Povoação e Ribeira Quente - S. Miguel	VII
26 de Junho de 1952	Ribeira Quente - S. Miguel	VIII
13 de Maio de 1958	Praia Norte e Ribeira Funda - Faial	VIII - IX
21 de Fevereiro de 1964	Rosais - S. Jorge	5.5 - VIII
10 de Agosto de 1967	M. Escuro - S. Miguel	4.6 - VII
17 de Junho de 1968	Várzea - S. Miguel	4.6 - VII
23 de Novembro de 1973	Bandeiras - Pico	5.0 - VII-VIII
1 de Janeiro de 1980	Doze Ribeiras - Terceira	7.2 - VIII - IX
9 de Julho de 1998	Ribeirinha - Faial	5.8 - VIII - IX

<sup>a</sup>Valores de Magnitude estimada e Intensidade máxima na escala de Mercalli Modificada.



## 2.4 A acção sísmica sobre as estruturas

Para além dos danos que os sismos infligem às estruturas, este fenómeno natural é responsável pela morte anual de cerca de 17000 pessoas em todo o mundo. Um dos problemas mais grave e urgente que se coloca à sismologia consiste na capacidade de esclarecer as condições capazes de assegurar a estabilidade das estruturas de engenharia civil (edifícios, barragens, pontes, etc.), em consonância com o grau de risco desencadeado pelos sismos, sobretudo em zonas que apresentam uma elevada perigosidade sísmica.

A avaliação do risco não depende exclusivamente do conhecimento da magnitude e da frequência dos sismos ocorridos, mas também da probabilidade dos que possam vir a acontecer no futuro [3]. Na região americana de Santo André, localiza-se aquela que é, muito provavelmente, a falha mais monitorizada do mundo, a falha de Santo André. Milhares de sismos, de magnitude 1,5 ou superior, abalam todos os anos esta região. Este facto levou os sismólogos a instalarem cerca de 700 sismógrafos na zona da falha, registando todos os acontecimentos sísmicos, mesmo os de mais fraca intensidade. Simultaneamente, a abertura de valas perpendiculares à falha tem permitido aos geólogos identificar sismos históricos e pré-históricos, através da observação da descontinuidade dos níveis das camadas de solo. Como os cortes nas faces estratificadas do Grand Canyon demonstraram claramente, este sectionamento da terra fornece um registo visual de todo o tipo de acontecimentos históricos: amostras recolhidas a diferentes profundidades são datadas por radiocarbono, para determinar com exactidão a data de cada evento, seja um sismo, uma erupção vulcânica, uma estiagem ou uma cheia. Surge desta forma uma nova disciplina, a *paleosismologia*, contribuindo com vasta informação para a previsão de sismos por extrapolação da frequência de repetição dos sismos sentidos no passado. Utilizando dados históricos e actuais sobre abalos, os sismólogos conseguiram, nos últimos vinte anos, formar um quadro dos sismos de terra ocorridos que lhes permite especular sobre a futura sismicidade de uma região [4]. No entanto, e apesar de algumas iniciativas deste tipo terem obtido algum êxito, persistem ainda algumas dificuldades associadas a este tipo de métodos de previsão, pelo que apenas podemos afirmar como única certeza que, onde a terra tremeu, voltará de novo a tremer.

Quando duas placas tectónicas se movem subitamente uma em relação à outra, propagam-se ondas sísmicas a partir do foco e através da terra em dois tipos de ondas internas, as ondas P e as ondas S, sujeitando as nossas estruturas maioritariamente a dois tipos de forças actuantes distintas. As ondas P (de *primárias*) ou ondas de pressão, são as mais rápidas. São ondas longitudinais, idênticas às criadas pelo som, e propagam-se através das rochas e do solo a cerca de 6 km/s a 8 km/s e através da água a cerca de 2 km/s. A seguir às ondas P, surgem as ondas S (de *secundárias*), também denominadas ondas de corte ou transversais, que se deslocam através de um meio sólido a cerca de 3km/s a 5 km/s. A sua baixa velocidade está associada a uma baixa frequência de oscilação e a mais altas amplitudes de movimento, o que as torna mais perigosas e mais destrutivas que as ondas P [4]. Estas, incidem verticalmente nas estruturas e têm a sua acção reduzida pela massa oposta do edifício segundo a equação  $P = mg$ , com  $P$  a representar o peso do edifício,  $m$ , a sua massa e  $g$ , a aceleração da gravidade. É vulgar as pessoas que tiveram oportunidade de experimentar um acontecimento sísmico, referirem que começaram por sentir um pequeno abalo seguido pouco depois de um empurrão mais violento [3]. A primeira fase denuncia a chegada das ondas P, mais rápidas e com menores amplitudes, enquanto a segunda coincide com a chegada das ondas S, mais lentas mas com maiores amplitudes que as primeiras.

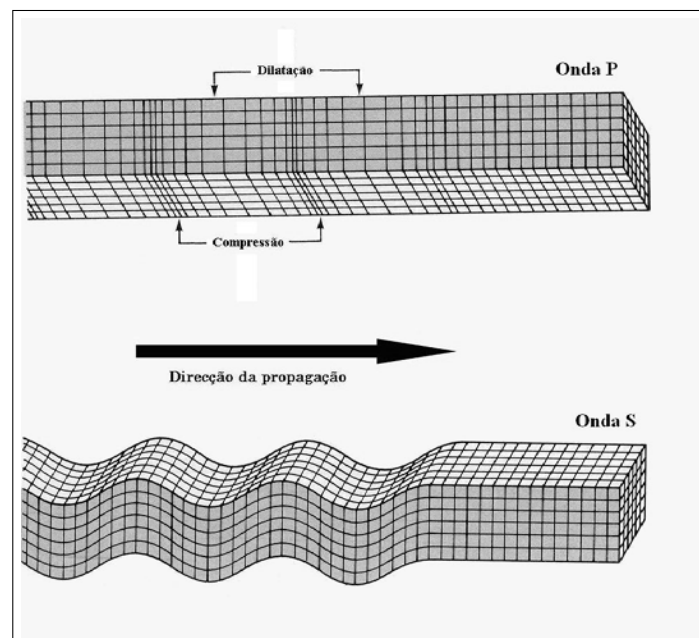
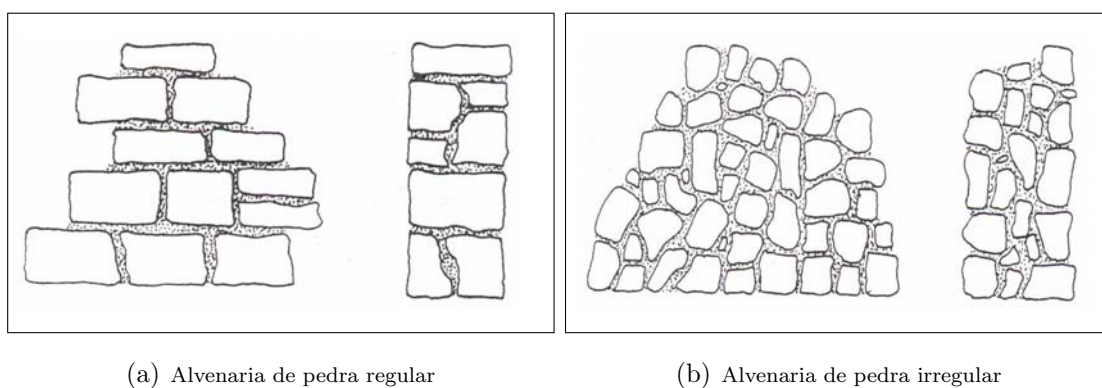


Figura 2.3: Esquema da propagação das ondas P e S através de um meio (solo)

## 2.5 Comportamento mecânico das alvenarias

Enquanto técnica construtiva, a alvenaria tem sofrido ao longo da sua história uma série sucessiva de transformações, não só no que respeita à sua utilização, mas igualmente às propriedades físicas e mecânicas que apresenta. Embora actualmente as alvenarias tenham maioritariamente uma utilização não estrutural, sendo largamente utilizadas na construção de paredes divisórias, painéis de enchimento e fachadas, a definição de alvenaria aplica-se de forma genérica a construções feitas com materiais sólidos - pedra, materiais cerâmicos, ou outros - solidarizados por meio de um ligante - cal, barro, argamassas de diferentes constituições ou traços. De facto, esta riqueza e diversidade de materiais utilizados nas alvenarias decorre da utilização, ao longo dos tempos, dos materiais naturais disponíveis em cada região.

Do ponto de vista do comportamento sísmico das alvenarias com funções estruturais, solução construtiva dominante até à ao aparecimento e massificação das construções em betão armado e de aço, interessa distinguir essencialmente dois tipos [5]: alvenarias de pedra regular, em que as pedras são cortadas em paralelepípedos e colocadas nas construções de forma a apenas deixar juntas de espessura reduzida entre elas (Figura 3.1 (a)) e alvenaria irregular, em que o material de enchimento, em geral pedra, não é trabalhado antes de ser colocado em obra, gerando muito maior espaço a ser preenchido pelo ligante (Figura 3.1 (b)).



(a) Alvenaria de pedra regular

(b) Alvenaria de pedra irregular

Figura 2.4: Tipos de alvenaria mais comuns em edifícios antigos

As paredes de alvenaria apresentam uma boa resistência a esforços de compressão no seu plano. No entanto, a sua fraca resistência à tracção, a sua ductilidade reduzida e as propriedades de grande rigidez, levam a que este tipo de solução apresente uma capacidade de dissipação de energia muito reduzida, quando sujeita a acções laterais. Todavia, o seu comportamento sísmico pode ser bastante diferenciado: a experiência tem mostrado que as alvenarias de pedra regular, o tipo de alvenaria presente em muitos monumentos, têm em geral um desempenho sísmico superior. As piores alvenarias são as alvenarias secas, sem ligante ou com ligantes muito fracos, com pedra irregular e as de terra (barro) não compactadas [5].

A Figura 6.5 apresenta o corte de uma parede de alvenaria de pedra de três panos, o tipo de parede de alvenaria mais comum em paredes de fachada, e pretende demonstrar o seu comportamento quando sujeita a uma solicitação do tipo sísmica.

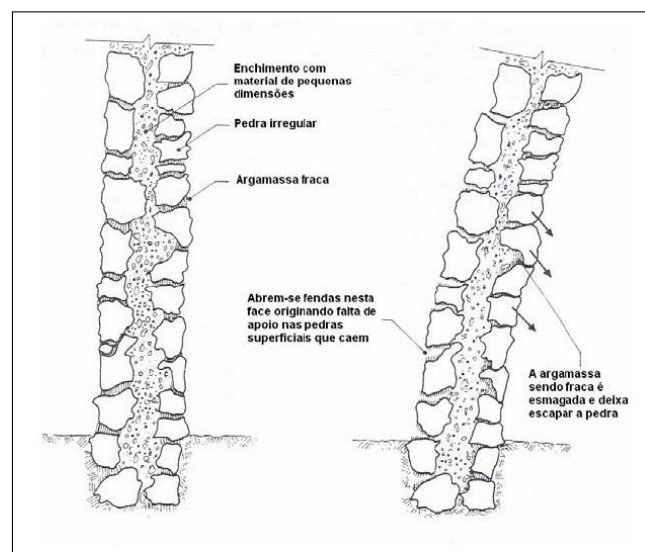


Figura 2.5: Comportamento sísmico de uma parede de alvenaria de pedra

A análise da Figura 6.5 permite-nos, não só concluir que a alvenaria de pedra apresenta um mau comportamento para acções deste tipo, tendendo naturalmente a sofrer fenómenos rápidos de desagregação, mas igualmente que:

- O grau de arredondamento dos blocos influencia directamente a coesão e a estabilidade da parede. Uma parede composta por blocos com maior grau de arredondamento tende a instabilizar com maior facilidade;

- A parede desagrega-se para os dois lados, uma vez que o sentido das forças varia rapidamente e múltiplas vezes durante um acontecimento sísmico;
- Devido às acelerações verticais as forças de compressão verticais que contribuem para estabilizar a parede diminuem, promovendo a desagregação da alvenaria;
- No caso de alvenarias compostas por pedra de fraca qualidade, pode ocorrer a fractura de alguns blocos.

Note-se que embora as vibrações sísmicas perpendiculares ao plano da parede contribuam mais para a sua desagregação, vibrações horizontais em diferentes direcções contribuem significativamente para o mesmo efeito, sobretudo se as acelerações verticais foram, também elas e simultâneamente, significativas.

## 2.6 Vulnerabilidade do edificado antigo em centros históricos

Embora actualmente o interesse da comunidade científica por este tipo de edificado tenha vindo a crescer, até à poucos anos atrás, a investigação sísmica encontrava-se maioritariamente focada em estruturas de betão armada. Esta atitude ficou a dever-se essencialmente ao facto do betão armado ser um material recente, tendo conhecido uma evolução extraordinária no decorrer do século XX e à opção preferencial de pesquisas desenvolvidas no sentido de melhorar o conhecimento e dimensionamento de novas estruturas. No entanto, em muitas áreas geográficas com perigosidades sísmicas associadas consideráveis, o betão armado enquanto solução estrutural constitui apenas uma pequena percentagem das estruturas existentes, sendo a parcela mais representativa formada por estruturas mais antigas, construídas em alvenaria. Este grupo de estruturas, como já foi referido anteriormente, pelas suas características mecânicas que lhe conferem elevada rigidez e fraca capacidade de dissipação da energia, apresentam uma vulnerabilidade sísmica elevada. Nos centros históricos, a evolução do tecido urbano, pelo crescimento do edificado em banda ao longo dos anos, tem as suas consequências, quer em termos estruturais, quer ao nível do comportamento sísmico. Os edifícios em banda apresentam vulgarmente problemas de ligação das paredes de fachada a paredes ortogonais já existentes, assim como a paredes de construções/edifícios contíguos. Era prática comum o uso de paredes existentes de edifícios contíguos para o suporte de pavimentos e coberturas de edifícios construídos posteriormente. Desta forma, a eficiência das

ligações entre pavimentos e paredes e especialmente das paredes de fachada apresentam-se vulneráveis à acção dinâmica, podendo sofrer colapso parcial ou total de forma inesperada.

Vários eventos sísmicos históricos, altamente destrutivos, e com taxas de mortalidade elevadas, tais como o sismo da Cidade do México (1985, M8.1, 10000 mortos) [6]; Kobe, Japão (1995, M6.9, 5502 mortos) [7]; Izmit, Turquia (1999, M7.6, 17439 mortos) [8]; Sichuan, China (2008, M7.9, 69185 mortos) [9], demonstram as consequências do elevado, e muitas vezes mal avaliado, risco sísmico associado às áreas históricas urbanas.



(a) Sichuan, China

(b) Kobe, Japão

Figura 2.6: Cenários de devastação captados após os sismos de Sichuan e de Kobe

No entanto, e pelo carácter aleatório e imprevisível que este tipo de fenómeno natural apresenta, associado a períodos médios de intervalo entre ocorrências bastante elevados no caso português, conduz a comunidade civil, decisores políticos, e até mesmo parte da comunidade técnica, a um estado de quase total apatia. Esta situação é tanto mais grave quando o património edificado presente nos centros históricos das principais cidades portuguesas se encontra consideravelmente degradado, associados a taxas de desocupação cada vez mais elevadas e populações residentes envelhecidas (ver Figura 2.7). Paralelamente, o papel de centro económico que outrora estes núcleos desempenhavam tem vindo a desaparecer. Este panorama poderá, e deverá, ser interpretado como pretexto para uma nova política de avaliação, mitigação da vulnerabilidade sísmica e reabilitação dos nossos centros históricos. Em termos gerais, a maior preocupação na segurança das construções antigas em alvenaria, resulta da reunião de dois factores fundamentais; por um lado as características intrínsecas à própria estrutura, por outro, o estado de conservação e de funcionamento destas construções.



(a) Jornal de Notícias, ed. 10 de Janeiro de 2009

(b) JR de Oeiras, ed. 11 de Dezembro de 2007

Figura 2.7: Recorte de artigos publicados nos media

Na tabela 2.3, apresentam-se os tipos de anomalias mais comuns em elementos estruturais de edifícios históricos em alvenaria de pedra. Estes tipos de anomalias desempenham de forma clara e directa, um papel importante no acréscimo da vulnerabilidade sísmica destes edifícios.

Tabela 2.3: Causas mais importantes de danos em elementos estruturais [10]

Elementos Estruturais	Anomalias mais comuns
- Fundações	- Degradação das características construtivas
- Paredes	- Degradação causada por água de diferentes origens (solo, chuva, etc.)
	- Esmagamento, fissuração e deformação
	- Fraca resistência ao fogo, nomeadamente em paredes de tabique
- Pavimentos, coberturas e estrutura da caixa de escada (madeira)	- Degradação de elementos de madeira através de elementos biológicos
	- Corrosão dos elementos metálicos
	- Fraca resistência ao fogo

Infelizmente pouco tem sido feito para inverter esta tendência e Portugal, à semelhança do que acontece com muitos outros países, não está ainda, nos dias que correm, preparado para enfrentar um sismo de características idênticas ao ocorrido em 1755.



## 2.7 Mecanismos de dano em paredes de fachada

### 2.7.1 Mecanismos de dano para fora do plano das paredes

O recente sismo ocorrido na região italiana de Abruzzo, veio reafirmar a convicção de que o colapso das paredes de fachada para fora do seu plano é, não só um dos tipos de dano mais observados em centros históricos atingidos por sismos, mas igualmente o responsável por um número considerável de mortos associados à sua queda [2].

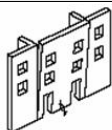
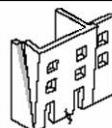
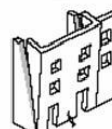
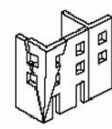
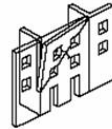
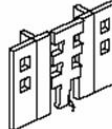
Em 2003, D'Ayala e Speranza [11] desenvolveram um método que define alguns mecanismos de colapso típicos em edifícios históricos de alvenaria, já previamente identificados em várias inspecções de dano pós-sismo e baseados no trabalho de Giuffrè [12].

Formularam ainda um conjunto de equações, através das quais é possível obter um factor de colapso associado,  $\lambda$ , que é o rácio entre a força lateral mínima que conduz à instabilidade sobre a massa total da parede ( $\lambda = \frac{F}{W}$ ). A tabela 2.4 apresenta os mecanismos de rotura mais comuns em fachadas sem restrição horizontal. Segundo D'Ayala e Speranza [11], a ocorrência de um destes seis tipos de mecanismo para fora do plano (Tipo A a E - Tabela 2.4) depende fundamentalmente do nível e do tipo de ligação entre a fachada e as paredes laterais. O nível de ligação da fachada implica o cálculo das acções de restrição ao longo da extremidade na zona de ligação das paredes ortogonais. Estes modelos assumem um comportamento de atrito entre os blocos da alvenaria, e são descritos através da altura média dos caminhos de rotura, do peso específico dos blocos de alvenaria e do coeficiente de atrito das superfícies de contacto.

De acordo com este modelo, para equações com iguais valores de atrito, peso específico e dimensão do painel de alvenaria, paredes caracterizadas por um baixo valor de relação altura/instabilidade revelaram maiores valores de força no plano quando comparadas com outras de iguais características mas com este valor de relação mais elevado. Também esta relação, e a relação geométrica do painel de parede, definem o ângulo crítico ao longo do qual a parede vai desenvolver a fenda diagonal e consequente, onde se irá desenvolver o mecanismo de rotura no plano, seja ele caracterizado por derrube ou deslizamento. Como se percebe facilmente, não é possível medir coeficientes de atrito para o conjunto de todos



Tabela 2.4: Mecanismos de rotura fora do plano segundo D'Ayala e Speranza [11]

<b>Mecanismo A</b>		
<b>Derrube</b>	Ocorre quando existe uma fraca ligação da parede de fachada às paredes laterais, ou quando essa ligação é insuficiente para impedir a separação da parede.	
<b>Mecanismo B</b>		
<b>B1 - Derrube com rotura de uma parede lateral</b>	Ocorre quando a ligação é suficiente para envolver, além da parede de fachada, respectivamente, uma ou duas paredes laterais de sofrerem derrube.	
<b>B2 - Derrube com rotura das duas paredes laterais</b>	Este mecanismo só acontece quando a ligação entre a parede de fachada e a/ou as paredes laterais é suficiente executada correctamente.	
<b>Mecanismo C</b>		
<b>Colapso do cunhal</b>	Ocorre quando o cunhal do edifício se encontra livre, ou seja, sem estruturas adjacentes que o impeçam de executar um movimento de rotação.	
<b>Mecanismo D</b>		
<b>Derrube parcial</b>	Ocorre quando apenas uma parte da fachada se encontra sujeita a derrube e as paredes laterais não são directamente mobilizadas no mecanismo.	
<b>Mecanismo E</b>		
<b>Faixa de derrube vertical</b>	Ocorre quando a disposição das aberturas na fachada pode comprometer a integridade estrutural desta no seu plano, levando a roturas parciais.	

os tipos de alvenaria, pelo que o coeficiente de atrito a adoptar, para cada caso específico, será obtido através da comparação com valores de atrito utilizados para tipos de alvenaria semelhantes [13]. Assim, em função da geometria particular do painel de parede e da sua qualidade da ligação entre paredes ortogonais, e para cada fachada, calcula-se um valor específico de conexão entre a ligação e a porção da parede lateral que participa no mecanismo de derrube. A acção de conexão desenvolvida ao longo dos cunhais da parede, através do atrito, é então composta por cargas verticais a actuar directamente na fachada e forças horizontais equivalentes à acção sísmica, definindo as condições limite de equilíbrio [11].

Posteriormente, Restrepo [14] modificou as equações para os mecanismos anteriormente enunciados, através de dados experimentais e adicionou um novo modelo de colapso (Mecanismo H, Figura 2.8). A base destas novas equações é a consideração de um movimento de corpo rígido acrescido de um termo relacionado com o atrito interno.

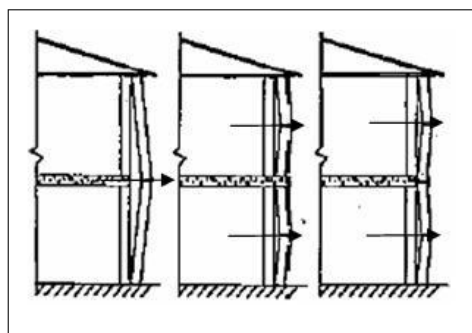




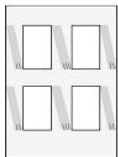
Figura 2.8: Mecanismo de colapso H [14]

### 2.7.2 Mecanismo de dano no plano das paredes

Embora estes mecanismos de dano no plano das paredes não possam ser considerados os mais gravosos, o colapso por esmagamento ou a formação fendas diagonais, estão normalmente associados a deslocamentos para fora do plano das unidades de alvenaria. Assim, este deslocamento, consequência da fragilização da parede no seu plano, poderá resultar em colapsos para fora do plano das paredes de fachada. Os danos sofridos pelas paredes no seu plano passam pela abertura de fendas que podem ser horizontais e que se situam na base e no topo da parede, normalmente, aparecendo para níveis de deslocamento lateral baixos. À medida que o deslocamento ou intensidade da acção lateral aumenta, desenvolvem-se fendas diagonais que ocorrem praticamente para forças horizontais próximas da resistência de corte máxima da alvenaria. A partir da abertura das fendas diagonais, a resposta lateral da parede é governada por um mecanismo de corpo rígido (*rocking*), que se traduz na rotação da parte superior da parede em torno de uma charneira situada na base da parede (Tabela 2.5). Quando a tensão normal é elevada, o colapso das paredes ocorre por esmagamento desses mesmos vos vértices do pánel *toe-crushing*.

Na Tabela 2.5 apresentam-se os mecanismos de dano no próprio plano normalmente considerados: escorregamento nas ligações (*sliding*), derrubamento global no plano da parede (*rocking*) e esmagamento das bielas comprimidas (*toe-crushing*).

Tabela 2.5: Mecanismos de rotura no plano segundo D'Ayala *et al.* [15].

Escorregamento nas Ligações	Derrubamento global	Escorregamento das bielas comprimidas
		

### 2.7.3 Caso de estudo - Sismo de Áquila, Abruzzo, Itália

No dia 6 de Abril de 2009, a região italiana de Abruzzo foi varrida por um violento sismo de magnitude 6.7 graus na escala de Richter, tendo o seu epicentro localizando sob a cidade de Áquila. No rescaldo deste sismo contabilizaram-se 291 mortos, cerca de 1000 feridos e centenas de edifícios total ou parcialmente destruídos, sobretudo na cidade de Áquila. Também outras localidades, tais como Paganica, Pettino, Fossa ou Onna sofreram danos severos.

De forma a ilustrar mais claramente cada um dos mecanismos de colapso abordados ao longo desta secção, pretende-se com este ponto fazer a ligação entre os mecanismos de dano ou de colapso mais comuns em edifícios de alvenaria, o tipo de construção dominante nesta zona, e os danos efectivamente registados nos edifícios afectados pelo sismo de Áquila. Cada um desses mecanismos foi então associado a um grupo de fotografias obtidas no local, poucos dias após a ocorrência do referido sismo. Esta documentação poderá ser consultada no Anexo I - Mecanismos de colapso em paredes de fachada.

## Capítulo 3

### Caracterização construtiva da Baixa de Coimbra

---

---

## **Capítulo 3 - Caracterização construtiva da Baixa de Coimbra**

3.1 Enquadramento

3.2 Materiais, soluções e tecnologia construtiva

3.3 Identificação das principais anomalias das alvenarias

3.4 Elementos condicionadores do comportamento das fachadas

3.4.1 Pavimentos em madeira

3.4.2 Coberturas com estrutura em madeira

3.5 Comentários finais

### **3 Caracterização construtiva da Baixa de Coimbra**

#### **3.1 Enquadramento**

Neste capítulo pretende-se fazer uma apresentação das características construtivas dos edifícios antigos que compõem a Baixa de Coimbra. Esta caracterização basear-se-á na análise dos materiais presentes, nas soluções construtivas adoptadas e nas tecnologias utilizadas essencialmente ao nível das paredes de alvenaria.

Os dados presentes nesta análise, assim como alguns aspectos interpretativos dos mesmos, foram retirados de Vicente [2].

#### **3.2 Materiais, soluções e tecnologia construtiva**

Na construção dos edifícios antigos de Coimbra (habitação, monumentos, etc.) são comuns as alvenarias de grande espessura constituídas por pedra calcária de diversa qualidade, isto é, por pedra com maior ou menor grau de carbonatação e de adulteração argilosa (calcários dolomíticos e calcários margosos). A pedra mais vulgar é a pedra calcária de tom amarelado de Coimbra, também designada por Dolomia. Estes calcários são mecânicamente mais fracos pela forte heterogénea em constituição e são ainda de difícil trabalhabilidade. A Dolomia, de origem local, era extraída de pedreiras na periferia da cidade, nomeadamente em Santa Clara e dentro da própria cidade. Esta pedra era essencialmente utilizada na construção das paredes resistentes e ainda no enchimento das paredes interiores. Foram empregues igualmente outras pedras provenientes das pedreiras da Boiça <sup>1</sup> e de Outil <sup>1</sup>, com maior ou menor grau de pureza, na constituição das paredes de alvenaria e ainda em outros elementos construtivos.

Do ponto de vista estrutural, este material revela-se muito vulnerável face às acções climáticas, em particular à acção da humidade. A presença de minerais argilosos nas pedras calcárias tornam as mesmas muito sensíveis à presença da água, originando problemas de degradação diferencial, erosão diferencial e perda de coesão das próprias alvenarias. A desagregação (que é um dos mais graves problemas observados) não se deve apenas à pedra das alvenarias, mas também às argamassas de assentamento e à sua má constituição [2].

---

<sup>1</sup>Localidade situada na periferia da cidade de Coimbra.

É muito comum os vãos de aberturas (janelas, varandas e portas) serem vencidos com arcos de descarga em tijolo cerâmico de formato  $3 \times 12 \times 28 \text{ cm}$ , enquanto que inferiormente e na face interior da parede são aplicados lintéis em madeira. A degradação e envelhecimento destes elementos levam à deformação da face interior da parede que prejudica o efeito de arco, transmitindo esforços excessivos e nefastos às paredes [2].

Também no que respeita às argamassas, o tipo de materiais presente na sua constituição são aqueles que predominam na região. As argamassas de cal observadas com maior frequência nos edifícios em estudo, são constituídas por areias extraídas do rio Mondego, misturadas com seixo pequeno e saibro. O uso de terra argilosa tipo “rossa” (proveniente da transformação dos calcários) e de barro misturadas com areia do rio, para dar maior consistência, é também bastante comum em muitas construções da Baixa de Coimbra. As argamassas ordinárias - e que seriam tipicamente utilizadas na construção das alvenarias - eram de argamassa e cal, tendo também sido observadas algumas argamassas que incorporam argila e barro [2]. Nestas últimas, a menor resistência deste ligante é um dos factores responsáveis pelo fraco desempenho deste tipo de alvenarias quando solicitadas, quer a acções verticais, quer a acções horizontais, nas quais se inclui, por exemplo, a acção sísmica.

Quanto às alvenarias de pedra irregular, ligadas por argamassa - também denominadas por “aparelho rústico” - e as paredes de frontal são as mais observadas no universo de edifícios em estudo. Essencialmente, dir-se-á que estamos na presença de alvenarias de pedra muito irregular argamassada. A capacidade resistente deste tipo de alvenaria é directamente influenciada pelo seu tipo de aparelho e pelo seu assentamento. A Figura 3.1 apresenta alguns exemplos do tipo de alvenaria mais comum.

Com o crescimento em altura dos edifícios (com pisos elevados) e com o crescimento do tamanho dos lotes medievais (estreitos) permitindo maiores vãos, as estruturas de madeira assumiram uma tridimensionalidade com a utilização de elementos de madeira embebidos nas paredes com enchimento de pedra irregular, argamassas e agregados (grés e arenitos) e cacos cerâmicos de menor dimensão - provenientes da indústria cerâmica de Coimbra. Estas estruturas de madeira não apresentam, no entanto, uma regularidade geométrica significativa.



Figura 3.1: Alvenarias de pedra calcária irregular na Baixa de Coimbra

As paredes de frontal com prumos verticais, associados a travessas horizontais e algumas diagonais, formando cruzes geralmente pregadas - também denominadas de “cruzes de Santo André” e “taipa de rodízio” -, lembram a estrutura de “gaiola pombalina”, ainda que com menor apuramento da técnica. As paredes resistentes entre edifícios (paredes “meeiras”), em muitos casos não são estruturalmente dependentes, são constituídas por alvenarias menos espessas e de pior qualidade incorporando estruturas de madeira embebidas (Figura 3.2). A madeira é utilizada como reforço periférico na zona das ombreiras, padieira ou peitoris. Também se encontram elemento de madeira ao nível dos cunhais, mas não é uma solução corrente [16].



Figura 3.2: Paredes de alvenaria com estrutura de madeira [2]



A visível fractura e flexão de prumos de madeira embebidos nas paredes são sinais de apodrecimento e degradação da madeira que não são resolvidos pela simples cintagem ou atirantamento da flexão visível. Note-se ainda, que as paredes de tabique têm frequentemente uma função pseudo-estrutural, que adquiriram através do tempo, sendo solicitadas por deformações impostas e efeitos diferidos, abaulando e evidenciando fissuras de esmagamento e denunciando movimentos da estrutura principal e dos pavimentos em madeira.

Existem ainda exemplos de alvenaria de tijolo com diversos formatos, em geral assente a meia-vez. Identificaram-se alguns exemplos, raros, de alvenaria do tipo arábica [17], em que entre prumos verticais existem tijolos com dimensões  $28 \times 12 \times 3 \text{ cm}$  com um formato peculiar, designados por tijolos “bico de andorinha”.

Foram observados, raramente, outros tipos de alvenaria, que se ilustram na Figura 3.3, dos quais a taipa de canas de alvenaria de barro e de tijolo cerâmico com assentamento na diagonal.



Figura 3.3: Outras soluções observadas [2]

Os tirantes em ferro forjado que ligam paredes opostas funcionam como armadura passiva, não transmitindo forças à alvenaria. Apenas se mobilizarão no caso de ocorrerem deformações, assentamentos ou acção sísmica. Os tirantes não estão necessariamente à vista, mas são muitas vezes denunciados pelo destacamento dos revestimentos subjacentes (ver Figura 3.4). Normalmente são visualizados ao nível dos pisos e ao nível da cobertura, observando-se ainda soluções de tirantes como medida de reforço pós-construção.



Figura 3.4: Presença de tirantes

Os cunhais são zonas onde o travamento das alvenarias adquire especial significado e onde os cuidados devem ser maiores. Se a zona de cunhal for descuidada, é muito provável que se venham a desligar as paredes sem nenhuma razão particular, bastando por vezes o choque térmico para produzir esse efeito. Tipicamente paramento é feito por meio de interpenetração vertical das paredes, como se observa na Figura 3.5, e, em outros casos, por blocos de pedra de maior dimensão e melhor qualidade (alvenaria perpianho). Mais raro é o uso de madeira embebida, como acontece no caso de alvenarias menos espessas [2].



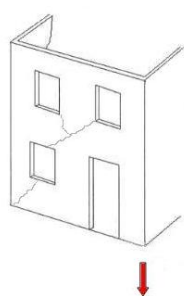
Figura 3.5: Cunhais e ligação entre paredes ortogonais [2]

As alvenarias têm fraca resistência a esforços de tracção ou corte, apesar do seu comportamento aceitável a esforços de compressão. A resistência ao corte e à tracção é influenciada pela espessura destas paredes e ainda pela sua constituição, nomeadamente, pelo aparelho da alvenaria e pela qualidade da argamassa de assentamento (que normalmente é de cal ou de barro). As argamassas de cal e barro, que conferem propriedades mecânicas e de coesão pobres, são um factor determinante na resistência a acções laterais, para fora do plano da alvenaria. A fragilidade da resposta destas paredes de alvenaria, de baixa ductilidade na presença de forças horizontais de corte, não permite uma dissipação de energia apreciável no caso da acção sísmica. No caso de incorporarem madeira, já esta capacidade é melhorada significativamente [16].

### **3.3 Identificação das principais anomalias das alvenarias**

Importa identificar quais os tipos de anomalias mais comuns que afectam as paredes de alvenaria dos edifícios da Baixa de Coimbra, não apenas para se ter uma percepção mais exacta do estado de degradação destes edifícios, mas também, porque muitas destas patologias de origem estrutural influenciarão certamente a resposta a uma solicitação sísmica. Refira-se que quase na sua totalidade, estas anomalias encontram-se associadas a problemas de origem mecânica e/ou física. No entanto, as patologias de origem química, normalmente associados a anomalias não estruturais, constituem normalmente factores de agravamento das anomalias estruturais.

Seguidamente, serão apresentadas de forma sucinta, as anomalias mais representativas do edificado da Baixa de Coimbra, e que, podendo ser estruturais ou não, influenciam directamente o funcionamento das paredes de fachada.

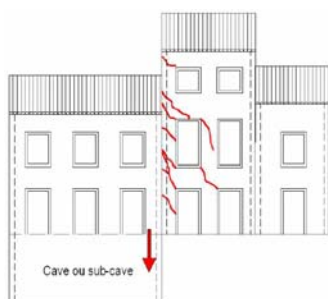


**Descrição:** Fissuração com orientação diagonal, problemas de estabilidade e desaprumo das paredes.

**Causas e observações:** Assentamento diferencial da fundação. A inclinação das fissuras denuncia a rotação da estruturas, sendo a propagação dessa fissuração condicionada pelo tipo de alvenaria.

---

Figura 3.6: Fissuração por assentamento diferencial



**Descrição:** Fissuração diagonal regularmente espaçada com uma configuração tipo “espinha de peixe”.

**Causas e observações:** Movimento vertical relativo entre duas construções vizinhas, normalmente com partilha de paredes meeiras entre ambos os edifícios. O movimento dessas paredes meeiras (assentamento de um dos edifícios em relação ao outro), associado às diferenças de altura entre edifícios contíguos, induz esforços de tracção nas paredes de fachada.

---

Figura 3.7: Fissuração por assentamento (edificação vizinha, parede meeira)



**Descrição:** Desligamento da zona de cumhal ou de encontro das paredes de fachada com as paredes meeira, traduzido em fissuração inclinada, vertical.

**Causas e observações:** Rotação da própria parede (desaprumo) ou movimento da parede ortogonal associada à ligação deficiente entre paredes ortogonais. A baixa resistência ao corte das alvenarias é determinante neste tipo de fissuração. O eventual impulso dos pavimentos e da cobertura constituem factores agravantes.

---

Figura 3.8: Fissuração vertical junto ao cumhal



**Descrição:** Fissuração vertical junto à cornija da cobertura e fragilização localizada da alvenaria e do revestimento.

**Causas e observações:** Os impulsos que actuam sobre as paredes resistentes, originam forças de corte nas paredes bem como a sua rotação. Deformabilidade da estrutura da cobertura por parte da viga de cumeeira ou do vigamento de suporte, interrupção de elementos dessa mesma estrutura, ausência de elementos de cintagem ou tirantes de ligação das paredes capazes de absorver e redistribuir o esforço, poderão, separadamente ou em conjunto, originar estes impulsos.

---

Figura 3.9: Fissuração devido a impulso horizontal da cobertura sobre a parede





**Descrição:** Fissuração predominantemente vertical e trespasante em toda a espessura.

**Causas e observações:** A ausência de tirantes ou elementos de ligação e travamento entre paredes e cobertura. Para alvenarias de fraca qualidade, a sua coesão poderá não ser suficiente para garantir a sua verticalidade, tendo tendência a fissurar e a perder estabilidade na ausência de elementos de ligação e travamento. Este fenómeno é agravado pelo possível impulso das coberturas.

---

Figura 3.10: Fissuração por falta de contraventamento e/ou ligação de paredes



**Descrição:** Degradação, destacamento do reboco da parede de alvenaria.

**Causas e observações:** O destacamento do reboco deve-se essencialmente ao envelhecimento natural associado à degradação com as acções climáticas, nomeadamente a acção da água da chuva infiltrada particularmente na zona sob os vãos. Como forma de, simultaneamente, possibilitar o acesso ao vão (janela com avental) e reduzir o peso sobre a padeeira, é comum a utilização de uma alvenaria menos espessa sobre as janelas da envolvente. Muitas vezes executadas em tijolo maciço de barro vermelho, o desligamento, pela diferença de espessura dos rebocos e de comportamento mecânico, entre a alvenaria de pedra e estas, é inevitável.

---

Figura 3.11: Desligamento de revestimentos



**Descrição:** A fissuração é essencialmente inclinada.

**Causas e observações:** Desenvolvem-se esforços de tracção e tensões tangenciais que não são suportáveis pela alvenaria e consequentemente pelo reboco em zona de parede sobre aberturas e lintéis. O desalinhamento de aberturas prejudica o caminho de cargas e a distribuição de esforços nas paredes.

---

Figura 3.12: Concentração de tensões por desalinhamento de aberturas



**Descrição:** Abaulamento da parede conduzindo a problemas de estabilidade na vizinhança do pavimento e a fenómenos de destacamento do revestimento.

**Causas e observações:** A presença de humidade (presença de água da chuva) na parede de alvenaria vai degradar as ligações de argamassa com a pedra (coesão da parede), abrindo fissuras no revestimento que, depois, dão origem a infiltração de água, acelerando o processo de degradação. A expansão dos elementos de madeira embebidos nas paredes de alvenaria podem ainda despoletar impulso das paredes agravando o problema.

---

Figura 3.13: Abaulamento da parede



**Descrição:** Fissuração com sinais de esmagamento e destacamento do revestimento da parede.

Desenvolvem-se fissuras nas arestas dos barrotes na zona de ligação às paredes de alvenaria.

**Causas e observações:** O esmagamento das paredes com carácter local coincide, em geral, com pontos de aplicação de carga concentrada excessiva (zona de contacto entre o vigamento de madeira e do pavimento ou da cobertura e paredes de alvenaria). As distorções e a flexão do vigamento devido a momentos flectores também originam fissuração com sinais de esmagamento junto das paredes onde descarregam.

---

Figura 3.14: Esmagamento localizado (fragilização localizada na parede)



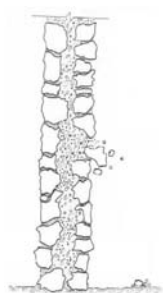
**Descrição:** Padrão de fissuração com a configuração dos elementos de madeira que expandem dentro da parede, seguida de destacamento em alguns casos.

**Causas e observações:** A fissuração que se desenvolve nas paredes por expansão dos elementos da madeira, origina a queda do revestimento, tornando-os ainda mais vulneráveis às acções climáticas. A incompatibilidade de deformações denuncia a localização e configuração dos elementos de madeira nas paredes.

---

Figura 3.15: Deterioração dos elementos de madeira





**Descrição:** Desagregação das paredes de alvenaria com destacamento do revestimento e de pedras de menor dimensão, utilizadas no travamento das pedras maiores. Pelo exposição a diversos tipos de acções particulares, como sejam fenómenos de humidade ascensional, os pisos térreos são mais vulneráveis a este tipo de anomalia.

**Causas e observações:** As infiltrações, quer da água da chuva, quer da humidade ascensional do terreno, são as principais causas de deterioração, afectando a consistência e coesão das alvenarias, originando a abertura de fendas e de vazios na parede. Este problema tem efeitos mais nefastos nas paredes de dois panos, para os quais os riscos de instabilização são maiores. A capacidade resistente é naturalmente afectada ao nível dessa secção, comprometendo a estabilidade global da parede. A deterioração é ainda agravada por outros factores, entre os quais: falta de manutenção e acções de consolidação das alvenarias, poluição, cristalizações e fixação ou instalação de cablagem. [2]

---

Figura 3.16: Degradação local da alvenaria

Importa ainda referir duas anomalias, extremamente condicionantes do comportamento estrutural, e devidas a intervenções na estrutura original dos edifícios. A supressão de paredes ao nível do rés-de-chão, interrompendo os alinhamentos verticais resistentes, representa uma das mais comuns, e simultâneamente mais graves, características deste tipo de edifícios. Ainda que as tradicionais paredes de alvenaria de grandes dimensões, sejam substituídas por uma viga com capacidade resistente adequada para as cargas verticais transmitidas pela estrutura, essa alvenaria seria essencial para garantir a capacidade resistente ao corte ao nível do rés-de-chão. Esta alteração, conduz igualmente a variações importantes de rigidez, obrigando a uma redistribuição de esforços, e podendo levar a fenómenos de sobrecarga em alguns elementos estruturais existentes. O tipo de estrutura resultante deste género de intervenção

é ainda, quando sujeito a solicitações sísmicas, muito propenso a mecanismos de comportamento do tipo *soft-storey*.

Em oposição ao referido anteriormente, detectaram-se vários casos de aumento do número de pisos posteriormente à construção do edifício. Tendo sido prática corrente durante o crescimento das cidades no século XIX, este tipo de intervenção estrutural valia-se do sobredimensionamento das paredes de alvenaria dos pisos inferiores, para promover fazer acréscimos de carga sem grande penalização para a estrutura resistente original. No entanto, as fracas condições de ligação obtidas entre estes elementos e a estrutura inicial, tornam estes pisos extremamente vulneráveis a acções do tipo dinâmicas. A figura 3.17 ilustra algumas destas situações.



Figura 3.17: Intervenções estruturais prejudiciais do comportamento da fachada

## 3.4 Elementos condicionadores do comportamento das fachadas

### 3.4.1 Pavimentos em madeira

Os pavimentos em madeira constituem diafragmas rigidificadores das estruturas dos edifícios de alvenaria e reduzem o risco de instabilidade das paredes de alvenaria de elevada esbelteza, particularmente em pisos elevados de edifícios mais altos.

A forma de ligação mais simples dos pavimentos às paredes, consiste no encaixe do viga-mento de madeira em aberturas dispostas nas paredes com as dimensões dos barrotes. Não é muito frequente a existência de um elemento de distribuição de carga, por exemplo, um frechal em madeira para evitar a concentração de tensões sobre a zona de entrega dos bar-rotos sobre as paredes de alvenaria. Mais rara ainda, e apenas observado em casos pontuais, é a execução de é a execução de uma ligação eficiente, garantindo a mobilização de um comportamento conjunto entre elementos resistentes horizontais e verticais, com recurso a elementos metálicos. As figuras seguintes pretendem ilustrar os esquemas de ligação usuais entre os pavimentos e as estruturas de alvenaria:



Figura 3.18: Vigamento introduzido na parede, sem frechal

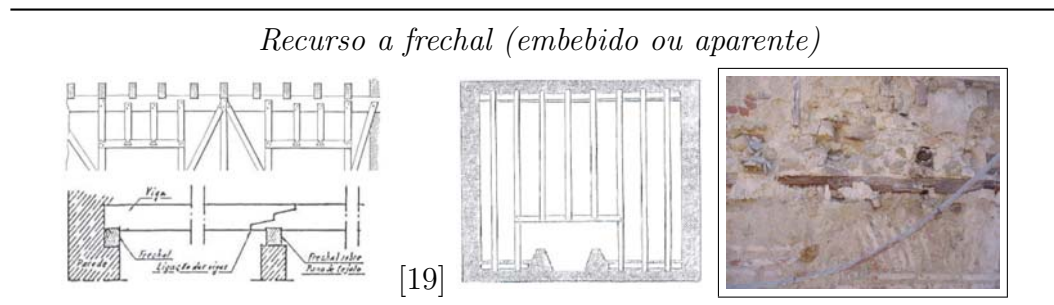


Figura 3.19: Vigamento assente na parede sobre o frechal embebido

*Recurso a frechais aparentes associados a tirantes ou cachorros de pedra*

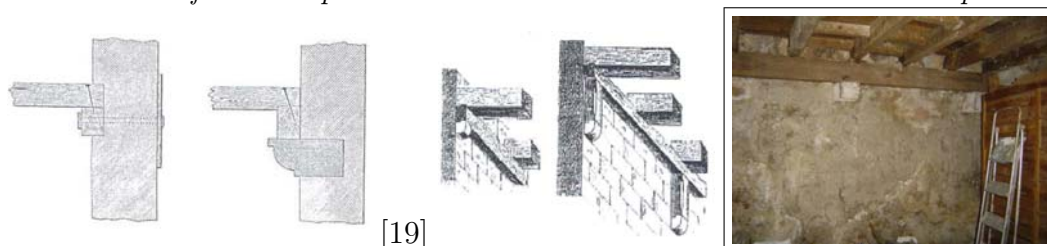


Figura 3.20: Vigamento assente na parede sobre frechal com cachorros

Na figura 3.21, apresentam-se ainda alguns exemplos de ligações pontuais com recurso a elementos metálicos que solidarizam a ligação entre as paredes de alvenaria e o vigamento em madeira. Infelizmente, pela dificuldade em identificar estes pontos singulares da estrutura, a observação destes elementos foi rara.

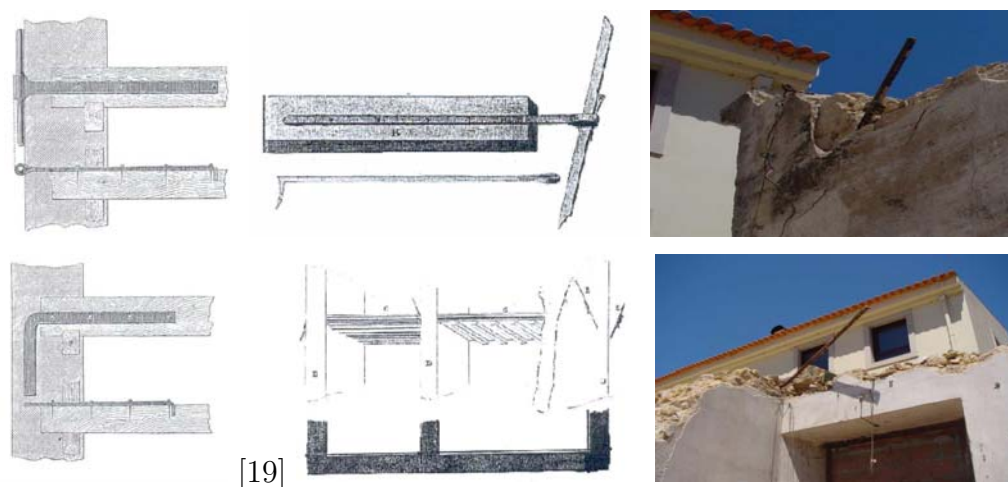


Figura 3.21: Ligações com elementos metálicos

As ligações parede-pavimentos são de facto críticas, uma vez que a transferência de forças estáticas ou dinâmicas dos pavimentos para as paredes é garantida e mesmo condicionada, pelo seu grau de conexão. Refira-se que as condições de apoio simples dos barrotes sobre as paredes, podem motivar o colapso das paredes para fora do seu plano e ainda a queda parcial do pavimento, devido ao desenfiamento dos barrotes das paredes onde se apoiam [2].



### 3.4.2 Coberturas com estrutura em madeira

As coberturas com estrutura em madeira são as mais utilizadas na Baixa de Coimbra, representando a solução de cobertura inclinada com estrutura em madeira mais de 95% dos casos. Observaram-se diferentes soluções estruturais de coberturas, ao nível da configuração das asnas, dos elementos de contraventamento, das mansardas, lanternins, etc.

O facto de muitos edifícios estarem construídos em banda e terem uma largura reduzida, conduz a que as soluções de telhado com duas águas sejam as mais utilizadas. Esta predominância justifica-se pela simplicidade da solução, consistindo apenas em vigas/barrotes principais de madeira dispostos paralelamente à fachada, descarregando as suas cargas sobre as paredes meeiras. A estrutura de barrotes descarrega directamente sobre um lintel, no topo das paredes de fachada, e uma viga de cumeeira, como se fossem asnas desprovidas de escoras, pendural e linha (ver Figura 3.22).



Figura 3.22: Geometria e constituição da estrutura de suporte das coberturas [2]

Nos casos das coberturas de grandes dimensões (maiores vãos e número de vertentes), a solução estrutural torna-se mais complexa em termos das suas ligações e geometria dos elementos de madeira. As asnas mais complexas foram observadas nos edifícios mais nobres. as asnas compostas, asnas de lanternim e asnas de mansarda foram observadas em edifícios mais altos, que normalmente recorrem, em geral, a melhor técnica construtiva. Foram ainda observados casos singulares de geometria não convencional [2].

As ligações são na sua maioria pregadas, apresentando por vezes falta de cuidados de samblagem entre as peças de madeira e o uso de ferragens. As ligações com ferragens são apenas observadas em asnas de coberturas mais complexas e de maior vão.

### 3.5 Comentários finais

A heterogeneidade de materiais - pedras e argamassas - e de técnicas construtivas, associados a estados de conservação diferenciados, conferem também ao conjunto dos edifícios que formam a Baixa Coimbra um extraordinária heterogeneidade no que respeita ao seu comportamento e à sua deformabilidade. O estado de conservação de grande parte destes edifícios é extremamente preocupante, muitos deles, correndo o risco de colapso apenas com solicitações do tipo climáticas ou com a realização de obras vizinhas. Os sinais de desligamento entre as paredes ortogonais e as paredes de fachada são evidentes em muitos destes edifícios, apresentando essas mesmas fachadas fissuração grave, de elevada amplitude.

Outro factor relevante, prende-se com a escassa utilização de tirantes ou outros elementos metálicos que garantam a ligação eficiente entre a parede de fachada e as paredes ortogonais, e a ligação entre a parede de fachada e as estruturas dos pavimentos (ver Figuras 3.4 e 3.23). Como veremos no capítulo 5, dos cerca de 800 edifícios analisados, foram identificados apenas 11 casos de edifícios em que este sistema de protecção se encontra em utilização. O recente sismo de Áquila, referido no capítulo 2 desta dissertação, veio reforçar a certeza de que este tipo de elementos estabilizadores são extremamente importantes na resposta deste tipo de edifícios de alvenaria de pedra, à acção sísmica, melhorando significativamente o seu comportamento. Na consulta de alguma documentação fotográfica pós-sismo, não é difícil encontrar exemplos de paredes de fachada que permaneceram intactas, graças ao uso de

tirantes e ligações metálicas (ver Figura 3.23).



Figura 3.23: Exemplos de edifícios danificados após o sismo de Áquila

## Capítulo 4

### Avaliação da vulnerabilidade sísmica

---



---

## **Capítulo 4 - Avaliação da vulnerabilidade sísmica**

### 4.1 Formas de avaliação e critérios associados

### 4.2 Métodos de avaliação da vulnerabilidades sísmica

#### 4.2.1 Métodos baseados na vulnerabilidade observada ou na opinião de especialistas

#### 4.2.2 Métodos de análise baseados em modelos simplificados

#### 4.2.3 Métodos de análise detalhada

### 4.3 Comentários finais

## 4 Avaliação da vulnerabilidade sísmica

### 4.1 Formas de avaliação e critérios associados

A necessidade de uma estimativa fidedigna e eficiente do impacto socioeconómico de grandes eventos sísmicos foi sendo agravada após os grandes sismos dos anos 90 nos Estados Unidos e Japão. Os avanços na tecnologia associada ao SIG (Sistemas de Informação Geográfica) constituíram novas ferramentas poderosas na avaliação do risco sísmico, bem como na gestão do edificado. Adicionalmente, a experiência adquirida através de eventos sísmicos recentes forneceram novos dados que têm sido úteis no desenvolvimento de modelos mais eficazes na avaliação do comportamento das estruturas, na estimativa dos danos físicos e económicos, e nas consequências sociais, seja para estratégias de emergência (o socorro dos sinistrados) ou o alojamento provisório dos desalojados [20].

Os vários métodos de avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios, tal como para as fachadas, diferem fundamentalmente em rigor e nos recursos associados à sua implementação. A escolha do método a utilizar deverá ser feita não só em função do objectivo da avaliação, mas também da disponibilidade dos meios tecnológicos, da informação do edificado e da escala de operacionalidade.

A ordem pela qual os métodos de avaliação serão apresentados seguidamente respeita critérios de esforço computacional associado à implementação de cada método. Os métodos de avaliação desenvolvidos na base da vulnerabilidade observada serão apresentados em primeiro lugar, seguidos dos métodos de avaliação da vulnerabilidade com base na opinião de especialistas e ainda, dos métodos baseados em modelos simplificados. Finalmente serão apresentados de forma breve os métodos de análise detalhada. Procurar-se-á simultaneamente, e dentro de cada grupo, apresentar propostas desenvolvidas por diferentes autores. Note-se que a grande maioria dos métodos de avaliação da vulnerabilidade sísmica desenvolvidos até hoje, e aqui apresentados de forma sumária, foram desenvolvidos e propostos para avaliar edifícios e não para o caso particular das paredes de fachada, principal motivação desta dissertação. No entanto, os princípios em que assenta um método de avaliação de vulnerabilidade sísmica, seja aplicado a um edifício ou particularmente a uma das suas paredes de

fachada, deverão necessariamente de ser os mesmos. A Figura 4.1 esquematiza a organização das metodologias em função dos recursos, escalas e princípios base de aplicação:

Consumo de recursos	Acréscimo do esforço computacional →			
Campo de aplicação	Conjuntos de Edifícios (Agregado)		Edifício Individual	
Métodos	Vulnerabilidade observada	Opinião dos especialistas	Modelos de análise simplificados	Processos de análise detalhada

Figura 4.1: Métodos de avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios [20]

## 4.2 Métodos de avaliação da vulnerabilidades sísmica

### 4.2.1 Métodos baseados na vulnerabilidade observada ou na opinião de especialistas

Uma das primeiras tentativas de avaliar a vulnerabilidade sísmica a larga escala, foram desenvolvidas nos Estados Unidos da América, pelo *Applied Technology Council*<sup>2</sup>, fundado pela *Federal Management Agency* (FEMA). Entre os trabalhos desenvolvidos pelo ATC destaca-se o denominado ATC-13, elaborado com o objectivo de fazer uma avaliação de dano após-sismo na Califórnia [21].

Deste ATC-13 resultou a criação de uma matriz de probabilidade de dano (MPD), para 78 estruturas diferentes, entre as quais 40 edifícios (ver Figura 4.1). A particularidade deste método é que as MPD, relativas a diferentes tipologias estruturais e intensidades sísmicas, foram definidas através da opinião de 78 especialistas, cada um deles fornecendo uma estimativa do grau de dano mais provável numa determinada tipologia estrutural, para uma determinada intensidade sísmica. O ponto fraco desta metodologia prende-se com a óbvia subjectividade associada à forma como são construídas as MPD, facto que leva a que os resultados obtidos não possam ser considerados inteiramente fiáveis. No entanto, esta metodologia foi uma das ferramentas mais utilizadas durante os anos 80 [22].

<sup>2</sup>Organização sem fins lucrativos criada em 1971 com o intuito que garantir assistência no exercício da engenharia estrutural, em simultâneo com o desenvolvimento tecnológico.

Tabela 4.1: Formato da matriz de probabilidade de dano [23]

Estado de dano	Dano estrutural	Dano não estrutural	Rácio de dano (%)	Intensidade ssmica				
				V	VI	VII	VIII	IX
0	Nenhum	Nenhum	0-0.05	V	VI	VII	VIII	IX
1	Nenhum	Ligeiro	0.05-0.3	—	—	—	—	—
2	Nenhum	Localizado	0.3-1.25	—	—	—	—	—
3	Não assinalável	Distribuído	1.25-3.5	—	—	—	—	—
4	Ligeiro	Substancial	3.5-4.5	—	—	—	—	—
5	Substancial	Extensivo	7.5-20	—	—	—	—	—
6	Elevado	Quase total	20-65	—	—	—	—	—
7	Pré-Ruína		100	—	—	—	—	—
8	Colapso		100	—	—	—	—	—

Este foi o formato da matriz de probabilidade de dano que se tornou mais utilizado para definir a probabilidade de distribuição dos danos, o qual foi também adoptado por vários outros métodos. O número de estados de dano considerados é frequentemente reduzido, entre os quatro e os seis, como consequência da sua difícil distinção

Uma abordagem semelhante, formulada através de escalas macro sísmicas, tais como a MSK [24] e a EMS [25], na definição de classes de vulnerabilidade, com o objectivo de acelerar e melhorar as inspecções pós-sismo. A escala EMS-92, actualizada em 98, foi criada com a intenção de melhorar a definição de classes da MSK. Assim, em vez das 3 classes definidas na MSK (A, B, C), a EMS propões 6 classes diferentes (A, B, C, D, E, F) de avaliação. Estas classes adicionais têm em conta o dimensionamento de edifícios de acordo com a regulamentação sísmica em vigor. A distribuição de dano encontra-se assim distribuída em 6 níveis (entre 0 e 5) para cada classe de vulnerabilidade e intensidade macro sísmica [22]. Estudos de vulnerabilidade à escala urbana e regional, baseados na EMS ou na MSK, têm sido utilizados um pouco por todo o mundo, em várias aplicações. Exemplo disso mesmo, foi a aplicação recente da metodologia MSK na cidade de Barcelona, Espanha [26].

Apesar da enorme grau de incerteza associado a estas classes de vulnerabilidade, em Itália, o método oficial de avaliação da vulnerabilidade, desenvolvido em 1991 pela GNDT [27], assenta em dois níveis de selecção, conhecidos como nível 1 e nível 2. O primeiro nível, encarrega-se basicamente da avaliação das classes de vulnerabilidade, e tem como principal objectivo a recolha informação geográfica, geometria e tipológica dos edifícios e é aplicável

a todo o tipo de estrutura. Nesta metodologia, o dano observado é classificado e registado em função da sua extensão e severidade. Em 1980, após o sismo ocorrido em Irpinia, Itália, foi realizada uma inspecção de dano a larga escala, usando uma versão piloto da GNDT de nível 1. Esse trabalho foi baseado em classificações preliminares dos edifícios, de acordo com uma escala predefinida de 13 tipologias construtivas. Graças à vasta quantidade de informação daí resultante, obtida em 38000 edifícios distribuídos por 41 localidades, foi possível desenvolver diagramas com valores de dano provável, em função de uma determinada intensidade macro sísmica MCS e tipologia construtiva. Através da montagem desses diagramas foi então possível, construir MPDs, para cada uma das 13 tipologias construtivas consideradas [22].

Como principais limitações desta metodologia apontam-se a vastidão de classes de edifícios normalmente consideradas e a forma pouco rigorosa como cada uma dessas classes é definida, factos que podem conduzir à obtenção de curvas de vulnerabilidade incorrectas [28].

Recentemente, surgiu ainda um novo e altamente sofisticado campo de investigação, relacionado com a aplicação de redes neurais na avaliação da vulnerabilidade sísmica [29]. Esta metodologia, combinada com o uso da lógica difusa [30] e da teoria de sistemas, é utilizada na avaliação do dano estrutural para um dado sismo. Este modelo é capaz de sintetizar múltiplos factores, com o objectivo de obter uma avaliação global do comportamento da estrutura, considerando a dependência e a interacção entre todos os componentes do sistema. Este método foi aplicado na comparação do dano observado na Califórnia, após o sismo de 1999, resultando no software ERS-99 [22].

#### **4.2.2 Métodos de análise baseados em modelos simplificados**

Não havendo sendo possível realizar observações e inspecções de dano pós-sismo, a formulação de curvas de vulnerabilidade baseadas em observações e na opinião de especialistas é, necessariamente, impossível. Outros métodos são por isso necessários para avaliar a vulnerabilidade dos edifícios, devendo igualmente ser capazes de analisar um grande número de edifícios num curto espaço de tempo. Isto conduz-nos a métodos analíticos que envolvem modelos simples dos edifícios, requerendo apenas o conhecimento de alguns parâmetros.

Na grande maioria dos casos, quanto mais simples for o método, menor será o tempo consumido e menor será o rigor da elaboração dos cenários sísmicos. No entanto, os resultados devem permanecer fidedignos, daí que os poucos parâmetros necessários, obtidos com qualidade, tenham de garantir uma adequada capacidade de avaliação do comportamento/resposta sísmica dos edifícios.

A aplicação de uma metodologia de avaliação de dano em edifícios de alvenaria integrados em centros históricos europeus, foi desenvolvida por D. D'Ayala *et al.* [15], e destinava-se especificamente a análises em larga escala, baseada numa investigação rápida mas interpretativa do comportamento sísmico dos edifícios de alvenaria. Esta metodologia foi aplicada pela primeira vez em dois casos de estudo: no caso português de Alfama, no distrito de Lisboa, e mais tarde, no caso de Umbria-Marche em Itália [31]. A sua abordagem é baseada na análise das características estruturais dos edifícios e desenvolve-se através de recolha rápida de informação acerca das suas características exteriores (geometria, configuração dos blocos de alvenaria, número de paredes livres, condições fronteira, etc.). É assumido ainda que, o plano de parede mais vulnerável corresponde ao plano da fachada, tendo desta forma surgido duas classes de mecanismo de dano ou colapso: para fora do plano da fachada e no plano da fachada. Desta abordagem resultam os mecanismos de dano apresentados nos pontos 2.7.1 e 2.7.2.

Abandonando o estudo da vulnerabilidade das paredes de fachada e retomando estudo da vulnerabilidade dos edifícios, em 2008, Vicente [2] apresenta uma metodologia de avaliação da vulnerabilidade sísmica aplicada ao centro histórico da Baixa de Coimbra. Esta metodologia baseou-se em princípios semelhantes a outras metodologias anteriormente desenvolvidas [32], e que se apoiavam no cálculo de um índice de vulnerabilidade. Goza, no entanto, de um nível de detalhe muito superior, devido ao levantamento exaustivo de todo o edificado avaliado. Esta metodologia de avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios em alvenaria, assemelhou-se à formulação original do GNDT-SSN [32], que se baseou em estudos e levantamentos de danos pós-sismo. Os aspectos resultantes desses levantamentos foram posteriormente tratados como parâmetros a analisar na definição e construção de um índice de vulnerabilidade (ver figura 5.4). Cada um dos 14 parâmetros apresentados na Figura 5.4,

tem um peso associado, sendo o valor do índice de vulnerabilidade calculado através de uma soma ponderada destes 14 parâmetros.

PARÂMETRO		Classe $C_{vi}$				Peso $p_i$
		A	B	C	D	
P1	Tipo e organização do sistema resistente	0	5	20	50	0.75
P2	Qualidade do sistema resistente	0	5	20	50	1.00
P3	Resistência convencional	0	5	20	50	1.50
P4	Distância máxima entre paredes	0	5	20	50	0.50
P5	Altura do edifício	0	5	20	50	1.50
P6	Posição do edifício e fundações	0	5	20	50	0.75
P7	Localização e interação	0	5	20	50	1.50
P8	Irregularidade em planta	0	5	20	50	0.75
P9	Irregularidade em altura	0	5	20	50	0.75
P10	Desalinhamento de aberturas	0	5	20	50	0.50
P11	Diafragmas horizontais	0	5	20	50	1.00
P12	Tipo de cobertura	0	5	20	50	1.00
P13	Danos estruturais identificados	0	5	20	50	1.00
P14	Elementos não-estruturais	0	0	20	50	0.50

**ÍNDICE DE VULNERABILIDADE**

$$I_v^* = \sum_{i=1}^{14} C_{vi} \times p_i$$

$$0 \leq I_v^* \leq 650$$

(Índice normalizado,  $0 \leq I_v \leq 100$ )

Figura 4.2: Índice de vulnerabilidade,  $I_v$ , proposto por Vicente [2]

Usando as funções de vulnerabilidade desenvolvidas por Giovinazzi [33] em 2005, este autor relacionou ainda o índice de vulnerabilidade calculado com o grau de dano médio e, consequentemente, com a avaliação de perdas. Esta metodologia serviu de base à metodologia de avaliação de vulnerabilidade sísmica de paredes de fachada apresentada no capítulo 5 desta dissertação, e poderá ser consultada com detalhe em [2].

### 4.2.3 Métodos de análise detalhada

Estes métodos mais refinados são apenas aplicáveis a construções para as quais existe informação precisa acerca da geometria, tecnologia construtiva e materiais. Recorre-se a modelos numéricos pormenorizados para avaliar estruturas representativas de uma determinada tipologia, com um grau de detalhe que não se adequaria à avaliação de um grande número de estruturas. Nos casos de análises que justifiquem a utilização de elevado nível de recursos, como são o caso de construções de valor histórico ou patrimonial relevante (igrejas, palácios, monumentos) ou pequenos agregados de edifícios, o recurso ao método dos elementos finitos pode auxiliar na avaliação da sua vulnerabilidade, pelo cálculo dos modos de vibração, da distribuição de tensões e previsão de exigências de deformação. Os procedimentos de análise mais utilizados para este grupo de métodos são: a análise estática linear, frequentemente utilizado no dimensionamento e concepção de estruturas, a análise estática

não-linear, que contempla as características de comportamento não-linear dos elementos, a análise dinâmica linear, usando uma análise modal espectral ou análise *time-history*, e finalmente a análise dinâmica não linear, onde se considera, tal como na análise estática não-linear, a não linearidade do material.

### 4.3 Comentários finais

Esta breve apresentação de alguns métodos de avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios e de fachadas em alvenaria, permite-nos retirar algumas conclusões importantes. A primeira delas, e talvez a mais importante, é que o processo de selecção de uma metodologia de avaliação da vulnerabilidade deverá ser sempre realizado em função das características particulares do trabalho a desenvolver. Assim, a eficiência de um método depende directamente das características dos edifícios, da escala a que é aplicado e dos recursos que consome.

Os métodos baseados na opinião de especialistas, para além de exigirem grandes dispêndio de tempo, são extremamente subjectivos. Inversamente, os métodos de análise estruturais, revelam-se mais fiáveis e eficientes, particularmente na avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios antigos.

Ao longo do capítulo 5, será proposto um método de avaliação da vulnerabilidade de paredes de fachada em alvenaria, baseado na metodologia de modelos simplificados, e serão ainda apresentados os resultados da sua aplicação ao caso de estudo da Baixa de Coimbra.



## Capítulo 5

### Índice de vulnerabilidade da fachada para a Baixa de Coimbra

---

---

## **Capítulo 5 - Índice de vulnerabilidade da fachada para a Baixa de Coimbra**

### 5.1 Enquadramento

### 5.2 Índice de vulnerabilidade sísmica da fachada

### 5.3 Apresentação e análise de resultados

#### 5.3.1 Índice de vulnerabilidade da fachada aplicado à Baixa de Coimbra

#### 5.3.2 Integração dos resultados numa ferramenta SIG

#### 5.3.3 Estimativa de danos

### 5.4 Planeamento de emergência, intervenção e socorro

### 5.5 Novos parâmetros de avaliação da vulnerabilidade

### 5.6 Comentários Finais

## 5 Avaliação da vulnerabilidade de fachadas

### 5.1 Enquadramento

A vulnerabilidade é uma propriedade ou característica intrínseca das construções, dependente da forma como estas foram concebidas e executadas e independente da perigosidade do local de implantação destas construções.

Segundo Sandi [34], a vulnerabilidade sísmica é uma propriedade intrínseca das estruturas, uma característica do seu próprio comportamento quando sujeito à acção sísmica, descrita através de uma lei causa-efeito, em que a causa é o sismo e o efeito é o dano. Barbat [35] define a vulnerabilidade sísmica de uma estrutura, grupo de estruturas ou de uma região, como a predisposição intrínseca de sofrer dano mediante a ocorrência de um movimento sísmico, dano este associado directamente com as características físicas e estruturais das construções.

Dependendo das características do uso, tipo e valor do edificado, os diferentes níveis de avaliação da vulnerabilidade assumem uma importância relativa. Isto é, tanto os objectivos da avaliação da vulnerabilidade como a profundidade com que é conduzida esta avaliação, serão sempre em função da exposição e das preocupações socioeconómicas. Por um lado, para o edificado com carácter residencial, a avaliação da sua vulnerabilidade estrutural é determinante uma vez que a prevenção do seu colapso (e consequente perda de vida humana) é o objectivo fundamental dessa avaliação. Por outro lado, os edifícios considerados essenciais (como por exemplo: hospitais, quartéis de bombeiros, esquadras de polícia, escolas, edifícios onde estão instalados centros de decisão, etc.), têm associados exigências ao nível das condições de funcionalidade e operacionalidade na resposta a uma crise sísmica, devendo conhecer-se as consequências inerentes a uma acção sísmica, mesmo que sofrendo dano estrutural, através da avaliação da sua vulnerabilidade funcional.

A vulnerabilidade, no seu sentido abrangente, é sempre uma propriedade de um elemento ou sistema. De seguida, descrevem-se sumariamente os três principais níveis de vulnerabilidade que interessam no domínio dos edifícios, nomeadamente vulnerabilidade estrutural, vulnerabilidade não estrutural e vulnerabilidade funcional:

- i. A **vulnerabilidade estrutural** está associada à susceptibilidade dos elementos ou componentes que compõem o sistema resistente sofrerem determinado grau de dano. A natureza do dano pode ser descrito de forma quantitativa ou qualitativa. Do ponto de vista qualitativo, baseia-se normalmente na observação visual e descrição de danos característicos após um evento sísmico. Do ponto de vista quantitativo e utilizando parâmetros definidores da resposta estrutural (como é o caso de distorções, deformações, exigência de ductilidade, energia dissipada etc.), é possível definir índices de dano [36];
- ii. A **vulnerabilidade não estrutural** está associada à susceptibilidade dos elementos arquitectónicos (paredes interiores, portas, janelas, varandas, platibandas, elementos decorativos, etc.) e das componentes do edifício (tubagens, instalações e outros equipamentos) [37]. Refira-se que em sismos intensos, como o de Loma Prieta em 1989, e Northridge em 1994, ambos nos EUA, onde, apesar do comportamento satisfatório do ponto de vista estrutural, os danos não estruturais sofridos comprometeram a funcionalidade e reocupação de muitos edifícios [38];
- iii. A **vulnerabilidade funcional** define-se como o potencial de perturbação de funcionamento de uma instalação em consequência do aumento da exigência sobre os serviços prestados. Trata-se de avaliar a incapacidade de resposta após uma emergência ou crise sísmica dos edifícios considerados essenciais e sobre os quais é exigida a manutenção de funções. Este nível de avaliação da vulnerabilidade é dependente dos outros níveis de avaliação enunciados. A funcionalidade dos edifícios essenciais depende de alguns factores [39], tais como: a inadequada distribuição de actividades dentro dos espaços do edifício, a ausência de um plano de emergência e de evacuação, os inadequados meios de resposta a situações de emergência e ainda dos sistemas de comunicação, sinalização e acessibilidades. Refira-se ainda que a vulnerabilidade funcional é um conceito extensível a outras infra-estruturas básicas como é o caso das redes de distribuição (abastecimento de gás e água), mobilidade (rede viária, pontes, via férrea) e de centrais de produção de energia.

Neste trabalho dar-se-á maior relevo ao estudo da vulnerabilidade estrutural. Assim, no que se segue será tratado em detalhe apenas este nível de vulnerabilidade. O nível de dano que pode sofrer o edificado sujeito à acção sísmica está relacionado com o comportamento lo-

cal dos componentes e com o comportamento global do sistema. Por exemplo, ao nível local analisam-se fragilidades, tais como: desenfio do vigamento de madeira do pavimento, queda de elementos não estruturais (parapeitos, beirais) ou, ainda, o nível de conexão entre paredes ortogonais ou a eventual existência de impulso sobre as paredes. A verificação da possibilidade de ocorrência destes mecanismos locais consiste essencialmente na verificação das condições de ligação que condicionam o potencial de dano ou até o colapso parcial ou total dos mesmos (ver Figura [?]). Em relação ao comportamento global, este é governado por uma análise de conjunto, sendo que as fragilidades locais contribuem para a vulnerabilidade global.

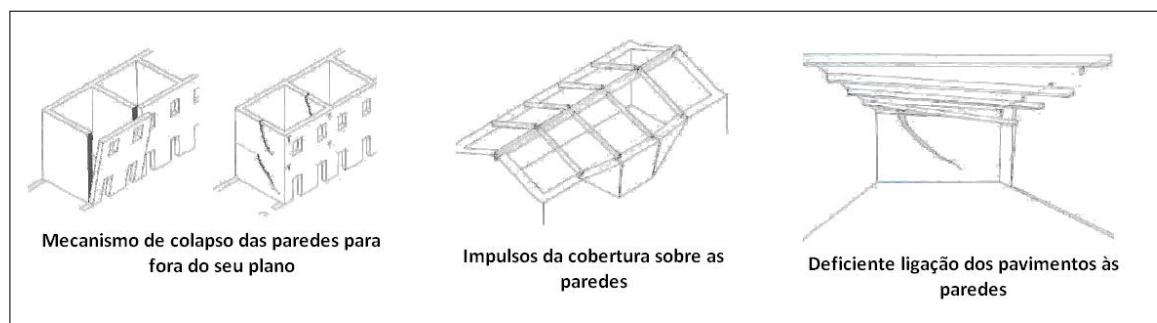


Figura 5.1: Mecanismos de colapso parciais [12]

Poder-se-á hierarquizar a avaliação da vulnerabilidade estrutural dos edifícios em meio urbano em três níveis, recorrendo aos índices de vulnerabilidade: a) um primeiro índice para avaliar o edifício de forma integral; b) um segundo índice para a avaliação de um elemento construtivo considerado crítico, como é o caso das paredes de fachada; c) um terceiro índice para avaliar um conjunto de edifícios (agregado estrutural, quarteirão) se existir condições de interacção entre estes. Reconhece-se que estes três níveis propostos são inter-relacionáveis entre si, servindo objectivos distintos no que diz respeito à avaliação de perdas (ver Figura 5.3) [2]:

- a) Edifício - Quando o objectivo é avaliar a vulnerabilidade estrutural do sistema resistente de um edifício, implicitamente avaliando o desempenho de todos os componentes e materiais estruturais do edifício, nomeadamente a eficácia das suas ligações;
- b) Parede de fachada - Danos observados em sismos recentes demonstraram que a parede de fachada é um elemento que apresenta fragilidades acrescidas, pelo processo de

construção, graus de conexão e ligação ao restante sistema resistente. Daí se justifica a importância de desenvolvimento de um metodologia para avaliar a vulnerabilidade apenas deste elemento construtivo;

- c) Quarteirão (ou agregado estrutural) - A avaliação a este nível serve para identificar situações de risco induzidas pela interação entre construções vizinhas ou por outros mecanismos de rotura mais complexos. Como exemplo refira-se: desalinhamento de edifícios, paredes e aberturas, posicionamento dos edifícios e as irregularidades estruturais (em planta ou em altura) que poderão amplificar ou atenuar a vulnerabilidade do edifício devido ao efeito conjunto.

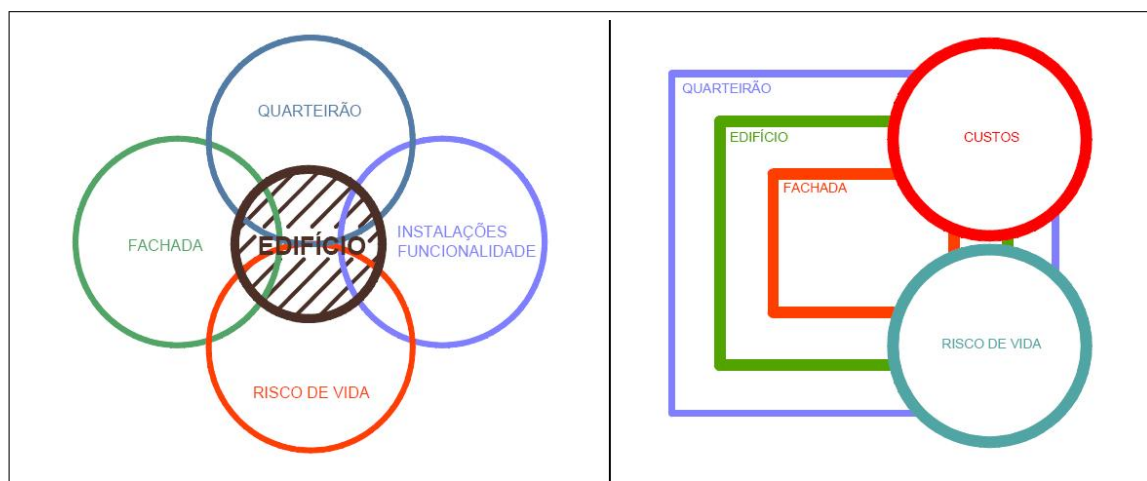


Figura 5.2: Relações possíveis entre os níveis de avaliação da vulnerabilidade sísmica[2]

Nos centros históricos, a evolução da malha urbana, pelo crescimento do edificado em banda ao longo dos anos, tem as suas consequências, quer em termos estruturais, quer ao nível do comportamento sísmico. Os edifícios em banda, apresentam vulgarmente problemas de ligação das paredes de fachada a paredes ortogonais já existentes, assim como a paredes de construções contíguas. Seria comum o uso de paredes existentes de edifícios contíguos para o suporte de pavimentos e coberturas de edifícios construídos posteriormente. Desta forma, a eficiência das ligações entre pavimentos e paredes e especialmente das paredes de fachada às paredes ortogonais apresentam-se vulneráveis à acção dinâmica, podendo sofrer colapso parcial ou total de forma inesperada. Verificou-se em sismos históricos (Messina, 1908; Carlentini, 1990; em Itália) que grande parte dos danos observados estava relacionada com

o colapso das fachadas para fora do seu plano e ainda um número considerável de mortos associados à sua queda (ver Figura 5.3) [2].

Assim, constatou-se que a urgência na procura de formas de intervenção e prevenção na redução da vulnerabilidade dos edifícios a acções sísmicas, não se deveria restringir apenas ao estudo dos edifícios, mas também, particularmente à avaliação isolada das suas paredes de fachadas. Nesse sentido, e através desta dissertação, procurou dar-se um primeiro passo, através da aplicação às fachadas dos edifícios antigos da Baixa de Coimbra, de uma metodologia de avaliação da vulnerabilidade das paredes de fachada, desenvolvida e proposta por Vicente em 2008 [2], na sua tese de doutoramento.



Figura 5.3: Exemplos de colapsos das paredes para fora do plano[12]

## 5.2 Índice de vulnerabilidade sísmica da fachada

Esta avaliação da vulnerabilidade sísmica da fachada é calculada através da avaliação de 10 parâmetros associados às características geométricas, mecânicas e do estado de conservação. Estes parâmetros são classificáveis em 4 classes de vulnerabilidade crescente: A, B, C e D. Cada parâmetro avalia um aspecto que influencia a resposta sísmica da fachada do edifício, calculando ou definindo a classe de vulnerabilidade, pela análise de diferentes aspectos. A cada parâmetro é associado um peso que varia de 0.5 para os parâmetros menos importantes e de 0.75 para os parâmetros mais importantes no cálculo do índice de vulnerabilidade (ver Figura 5.4). O índice de vulnerabilidade da fachada,  $I_{vf}$ , de um edifício poderá variar entre 0 e 100, sendo que quanto menor for o seu valor, menor será a vulnerabilidade da fachada. Como se pode observar na Figura 5.4, os parâmetros P5 e P6 assumem-se como os mais importantes. Estes parâmetros estão relacionados com o tipo de material constituinte da al-

venaria da parede de fachada e com o estado de degradação.

Índice de Vulnerabilidade - FACHADA										
Fachada:					Data de inspeção:					
Localização:					Equipa:					
Parâmetros de avaliação		Classe e pontuação				$p_i$	$C_{exp}$	$G_i$	Notas e esquemas	
1. Geometria e aberturas										
P1	Geometria da fachada	A	B	C	D	0.50				
		0	5	20	50					
P2	Esbelteza máxima	A	B	C	D	0.50				
		0	5	20	50					
P3	Área de aberturas	A	B	C	D	0.50				
		0	5	20	50					
P4	Desalinhamento de aberturas	A	B	C	D	0.50				
		0	5	20	50					
2. Materiais e estado de degradação										
P5	Qualidade dos materiais	A	B	C	D	0.75				
		0	5	20	50					
P6	Estado de conservação	A	B	C	D	0.75				
		0	5	20	50					
3. Ligação a outros elementos estruturais										
P7	Eficiência da ligação às paredes ortogonais	A	B	C	D	0.50				
		0	5	20	50					
P8	Ligação aos diafragmas horizontais e cobertura	A	B	C	D	0.50				
		0	5	20	50					
P9	Impulsos da cobertura	A	B	C	D	0.50				
		0	5	20	50					
4. Elementos ligados à fachada										
P10	Elementos não-estruturais	A	B	C	D	0.50				
		0	5	20	50					
Índice final										

Figura 5.4: Cálculo do índice de vulnerabilidade da fachada

Nas páginas seguintes apresentam-se os 10 parâmetros de avaliação da vulnerabilidade utilizados e as respectivas definições de classe de vulnerabilidade associadas a cada um deles.



### Parâmetro P1: Geometria da fachada

Este parâmetro avalia a geometria da fachada, uma vez que é uma medida indirecta do seu peso e altura. O seu significado, apenas faz sentido quando combinado com outros aspectos geométricos avaliados, nomeadamente pelos parâmetros P3, P7 e P8 (ver Figura 5.5). Na Tabela 5.1 apresentam-se as classes de vulnerabilidade deste parâmetro.

Tabela 5.1: Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P1.

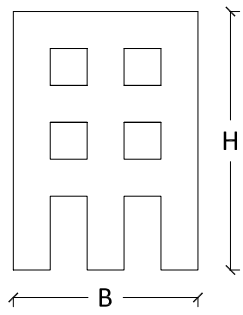
Parâmetro P1		
A	$H/B < 0,4$	
B	$0,4 \leq H/B < 0,6$	
C	$0,6 \leq H/B < 1,0$	
D	$H/B \geq 1,0$	



Figura 5.5: Exemplos de edifícios para os quais a relação  $H/B$  é muito desfavorável.

## Parâmetro P2: Esbelteza máxima

O parâmetro P2 avalia a esbelteza máxima para as paredes. São, de facto, as paredes mais esbeltas que apresentam maior risco de colapso. Outros autores já definiram a vulnerabilidade em função da esbelteza, como é o caso de D'Ayala *et al.* [31], que classifica a vulnerabilidade em função da esbelteza, que por sua vez está correlacionada com um coeficiente de colapso, como se apresenta na Figura 5.6.

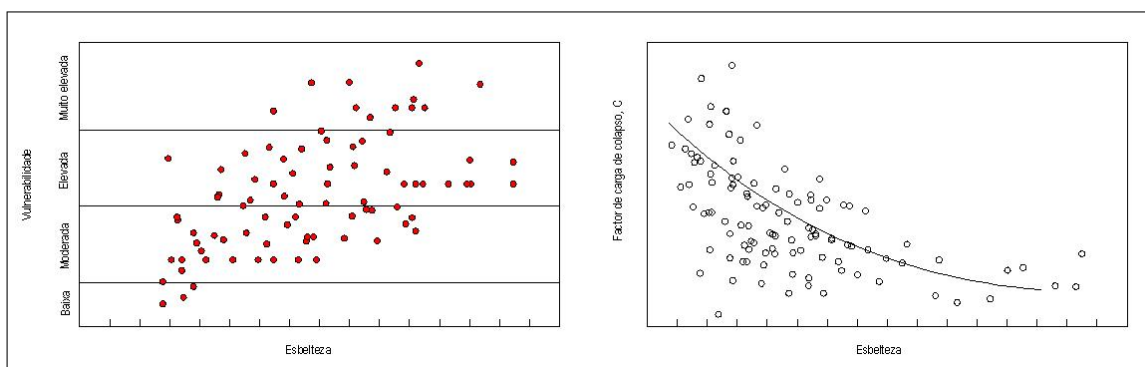
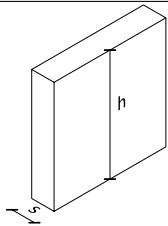


Figura 5.6: Vulnerabilidade em função da esbelteza e correlação entre o coeficiente de colapso e a esbelteza, adaptado de D'Ayala *et al.* [31].

Os limites definidos para a classificação deste parâmetro, apresentam-se na Tabela 5.2 e foram estabelecidos com a análise das indicações do EC8 [40], na sua Secção 9.5 (*Design criteria and construction rules*) e as indicações do FEMA 310 [41] e do ATC-40 [42], que indicam valores limite para a esbelteza das paredes resistentes.

Tabela 5.2: Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P2.

Parâmetro P2		
A	$h/s \leq 9$	
B	$9 < h/s \leq 15$	
C	$15 < h/s \leq 20$	
D	$h/s > 20$	

### Parâmetro P3: Área de aberturas

A resposta de um painel de parede a uma força horizontal é influenciada pela dimensão e configuração das aberturas, uma vez que o caminho de carga e a transmissão de tensão nas paredes, controla e define os mecanismos de dano no próprio plano da fachada (ver Figura 5.7).

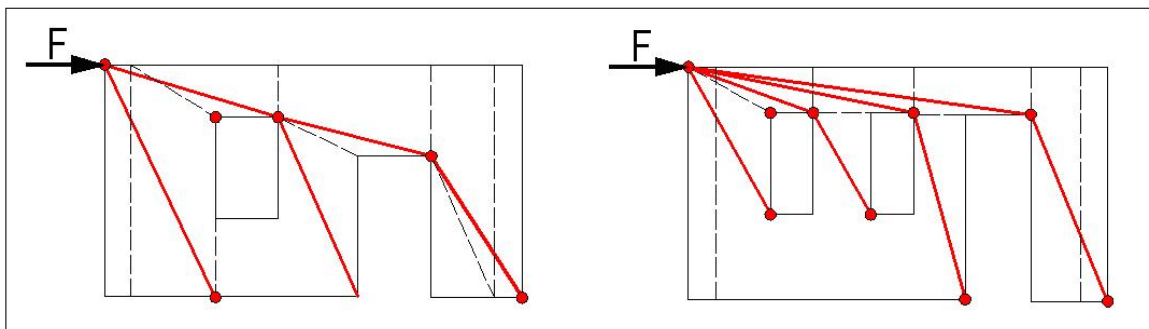


Figura 5.7: Desenvolvimento de bielas de compressão para uma solicitação horizontal na presença de aberturas.

Quanto menor a área e espessura das paredes resistentes, menor a capacidade de dissipação de energia e maior será o dano sofrido pelos nembos de parede, evidenciando insuficiente capacidade de corte. Naturalmente, a capacidade de corte, também dependerá da qualidade da alvenaria e da sua espessura (parâmetros P2 e P5). O critério de classificação deste parâmetro apresenta-se na Tabela 5.3.

Tabela 5.3: Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P3.

Parâmetro P3	
A	Área de aberturas inferior a 20 %
B	Área de aberturas inferior a 35 %
C	Área de aberturas inferior a 60 %
D	Área de aberturas superior a 60 %

### Parâmetro P4: Desalinhamento de aberturas

A área de aberturas nas paredes e o seu desalinhamento, tanto na vertical como na horizontal, influenciam os mecanismos de rotura quer no plano da parede, quer para fora do plano. O desalinhamento de aberturas tem efeito negativo no comportamento e desempenho das construções, mesmo para cargas estáticas. A distribuição de tensões que se instala em algumas paredes e padieiras cria esforços concentrados (aparecimento de tensão tangencial) como se ilustra na Figura 5.8. No caso de uma solicitação sísmica este efeito é muito agravado (nomeadamente para a componente vertical).

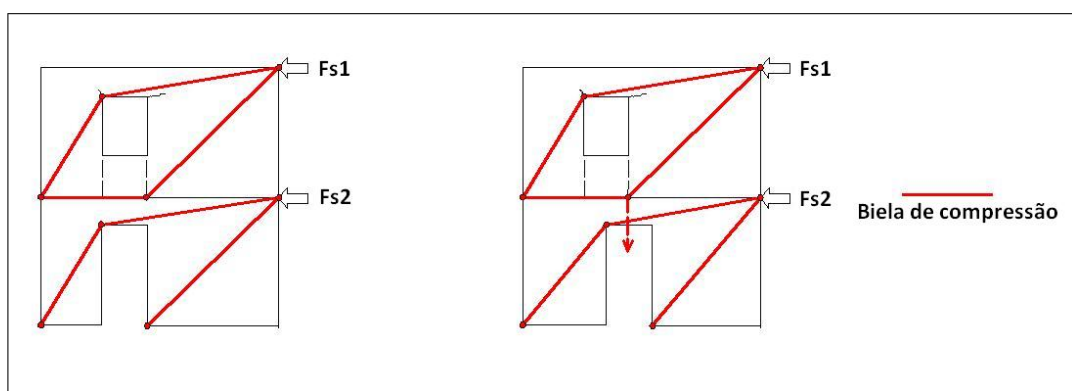


Figura 5.8: Efeito do desalinhamento de aberturas.

A definição das classes de vulnerabilidade associadas a este parâmetro estão expressas na Tabela 5.4.

Tabela 5.4: Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P4.

Parâmetro P4	
<b>A</b>	Aberturas de dimensão regular e alinhadas em altura.
<b>B</b>	Aberturas de dimensão regular ou irregular desalinhadas horizontalmente em mais de $\frac{1}{2}$ da sua altura.
<b>C</b>	Aberturas de dimensão regular ou irregular desalinhadas verticalmente em mais de $\frac{1}{2}$ da sua largura.
<b>D</b>	Aberturas de dimensão regular ou irregular totalmente desalinhadas vertical ou horizontalmente Casos de abertura de grandes vãos ao nível de qualquer piso.

### **Parâmetro P5: Qualidade dos materiais**

As alvenarias presentes em construções tradicionais são muito variadas, com diferentes materiais constituintes, dimensões e técnicas de assentamento, que lhe conferem diferentes níveis de resistência. Este parâmetro P5 avalia a qualidade das alvenarias, em função de três aspectos: i) homogeneidade do material constituinte, forma, dimensão e natureza; ii) configuração de assentamento e arranjo da alvenaria; e, iii) tipo de ligação transversal entre panos da própria parede.

O primeiro aspecto a identificar é o tipo de material, verificando a sua origem natural ou artificial. As características resistentes são muito dependentes do tipo de pedra ou material e a sua dimensão é indissociável dos aspectos de tratamento ou preparação da mesma. O tipo de argamassa é também determinante na capacidade resistente da alvenaria, conferindo-lhe um certo grau de monoliticidade. O segundo aspecto refere-se à homogeneidade e regularidade na disposição das pedras/unidades de alvenaria, que essencialmente é de dois tipos: assentamento com unidades talhadas com juntas verticais e horizontais bem definidas (aparelho rústico) e assentamento de pedra com faces irregulares, em que o aparelho é condicionado pelo seu processo de “desbaste” e uso de argamassa (aparelho tosco poligonal). O terceiro aspecto analisa a eventual presença de elementos transversais de ligação, como fiadas espaçadas de cerca de um metro, assentes a uma vez, que geralmente une os dois panos de parede (interno e externo).

Note-se que a presença de fiadas horizontais com recurso a outros materiais, nomeadamente tijolo maciço em toda a extensão longitudinal e transversal da parede, bem como, a existência de pedras de maior dimensão junto aos cunhais ou aberturas, não se consideram situações de falta de homogeneidade de material ou dimensão. Refira-se ainda que, a face externa de uma parede de dois panos, pode apresentar uma selecção mais cuidada e um melhor aparelho das unidades, do que a face interna. Recomenda-se que se visualize sempre que possível, ambas as faces das paredes. A classificação, de uma forma generalizada das classes de vulnerabilidade pode ser feita mediante os critérios descritos na Tabela 5.5.

Esta classificação tem em conta de uma forma indirecta e qualitativa, a avaliação da homogeneidade das propriedades das paredes resistentes e do seu comportamento, que condicionam, quer a uniformidade da transmissão de carga, quer a criação de zonas mais frágeis ou de concentração de esforços (criação de caminhos preferenciais de transmissão de carga). A importância deste parâmetro é facilmente justificada pelo facto de ser reconhecido que a composição da alvenaria influencia a sua resistência ao corte e a sua capacidade de dissipação de energia (considerada normalmente baixa).

Tabela 5.5: Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P5.

<b>Parâmetro P5</b>	
<b>A</b>	Alvenaria de tijolo de boa qualidade (maciço ou perfurado até 45% de vazios). Alvenaria de pedra bem talhada com unidades homogéneas e de tamanho uniforme em toda a extensão das paredes. Alvenaria de pedras irregulares bem argamassada e travada/embricada, existindo ligação transversal entre as duas faces da parede.
<b>B</b>	Alvenaria de tijolo (área perfurada < 45%). Alvenaria de pedra bem talhada com unidades pouco homogéneas em toda a extensão das paredes. Alvenaria de pedra irregular com ligação transversal entre as duas faces da parede.
<b>C</b>	Alvenaria de tijolo de baixa qualidade com irregularidades de assentamento e de ligação. Alvenaria de pedra com unidades não trabalhadas e de dimensões heterogéneas. Alvenaria de pedra irregular sem ligação transversal, no entanto bem argamassada e travada.
<b>D</b>	Alvenaria de tijolo de má qualidade com incrustação de fragmentos de pedra. Alvenaria de pedra com unidades muito irregulares e sem travamento cuidado (criando vazios). Alvenaria de pedra irregular sem ligação transversal, mal argamassada e mal travada.

### Parâmetro P6: Estado de conservação

Para a classificação deste parâmetro é importante que se conheça a configuração, abertura, localização e origem da fissuração. Na análise deste parâmetro a observação deve ser especialmente dirigida às zonas dos cunhais e ligações às paredes ortogonais. As fissuras ou desligamentos são vulgares em edifícios em banda (ver Figura 5.9).

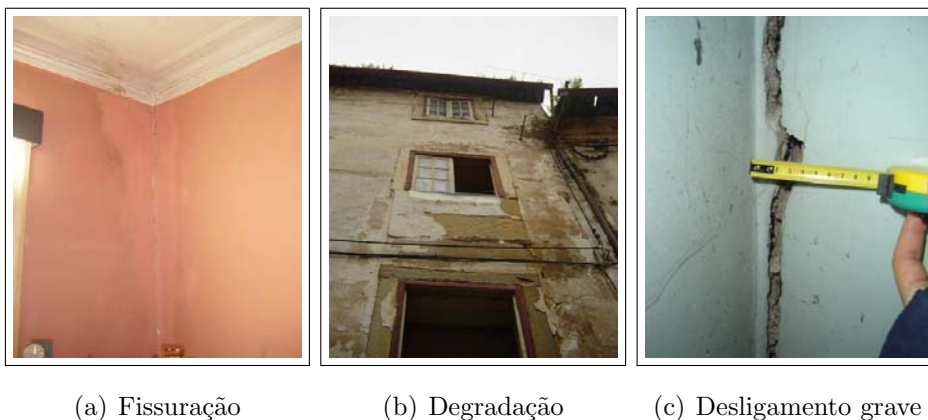


Figura 5.9: Danos a observar em paredes de fachada

Na Tabela 5.7 apresentam-se as classificações para este parâmetro.

Tabela 5.7: Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P6.

Parâmetro P6	
<b>A</b>	A fachada não se encontra fissurada.
<b>B</b>	A fachada encontra-se fissurada ao nível dos revestimentos, junto a pontos de concentração de tensões (cantos). A fachada apresenta sinais de fissuração reparada.
<b>C</b>	A fachada apresenta sinais de assentamento (fissuração em espinha de peixe ou inclinada), fissuras a meio vão das aberturas (flexão), fissuras de desligamento com abertura crescente em altura, fissuras por impulso da cobertura ou por transferência de carga indevida, fissuras inclinadas (por aberturas desalinhadas, caminho de carga.)
<b>D</b>	A fachada apresenta fissuras trespessantes e sinais de desagregação graves. Paredes de fachada abauladas ou fora de prumo.

### **Parâmetro P7: Eficiência da ligação às paredes ortogonais**

Este parâmetro avalia a qualidade das ligações às paredes ortogonais. A eficiente ligação entre a parede de fachada e as paredes que lhe são ortogonais, seja pelo aparelho cruzado da alvenaria no cunhal, seja pela passagem de tirantes ou existência de uma cinta piso a piso, minimiza os mecanismos de colapso para fora do plano.

Para avaliar o nível de ligação entre paredes ortogonais, deve ser dada particular atenção aos cunhais, com identificação da dimensão e disposição das pedras/unidades. Nestas zonas, o travamento das paredes de alvenaria adquire especial importância, porque a execução descuidada poderá originar o desligamento e desprendimento, despoletado apenas pelo processo de envelhecimento ou pela variação de temperatura (ciclos de temperatura).

A forma de travamento ao nível dos cunhais varia com a espessura das paredes. O travamento pode ser garantido de forma eficaz com a presença de cintas, tirantes ao nível dos pisos ou ainda uma ligação por interpenetração das pedras (de forma paralelepípedica bem talhada) em toda a espessura das paredes ortogonais com a organização de cadeias formadas por alhetas [43].

A avaliação deste parâmetro e a sua classificação é feita com base na Tabela 5.9. Na Figura 5.10 apresentam-se dois exemplos de ligação entre paredes ortogonais, classificados qualitativamente em termos da sua eficiência.

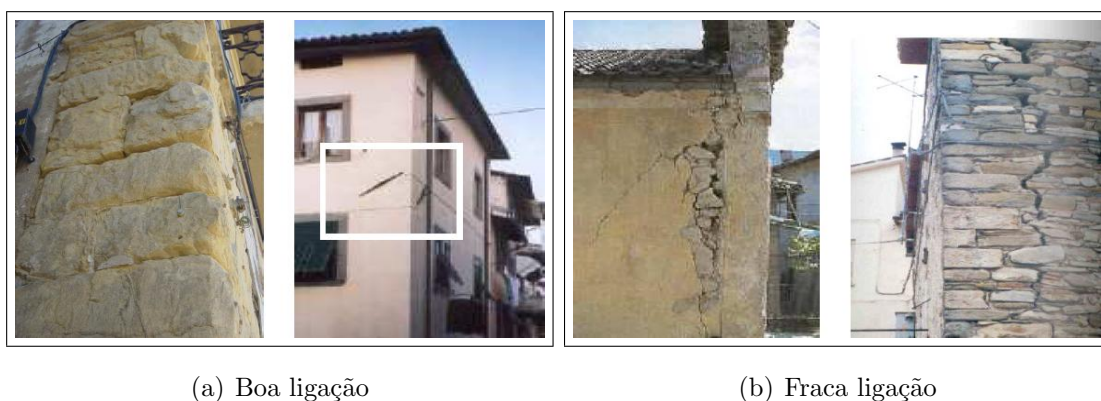


Figura 5.10: Ligação entre paredes ortogonais



Refira-se ainda que, no caso da alvenaria apresentar dois panos, a ligação entre paredes ortogonais é apenas considerada eficaz (é vulgar apenas o pano exterior apresentar um assentamento bem aparelhado, enquanto que a face interior apresenta características muito irregulares) se efectuada por uma cinta perimetral associada à passagem de tirantes, ou através da criação de fiadas de elementos com a dimensão correspondente à espessura total da parede, efectuando a ligação entre os dois panos.

Tabela 5.9: Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P7.

<b>Parâmetro P7</b>	
<b>A</b>	A fachada encontra-se bem ligada às paredes ortogonais, aos pavimentos e cobertura (por meio de elementos metálicos de cintagem, tirantes e ainda por boas técnicas de assentamento e travamento da alvenaria). Verificam-se estas formas de ligação em todos os cunhais e ligações ortogonais entre paredes
<b>B</b>	A fachada encontra-se apenas bem ligada por boas técnicas de assentamento e travamento da alvenaria nos cunhais e não há sinais de fragilização. Verifica-se as condições da classe A apenas em alguns cunhais e ligações ortogonais
<b>C</b>	A fachada não se encontra bem ligada às paredes de empena ortogonais (situação comum para os edifícios em banda construídas em fases distintas) mas não há sinais de fragilização. Poder-se-ão verificar as condições da classe B apenas em alguns cunhais e ligações ortogonais
<b>D</b>	A fachada apresenta deformações, com risco considerável de derrocada (fissuras que denunciam esta situação de falta de estabilidade). Verifica-se desprendimento, desligamento ou fissuração trespassante na zona dos cunhais e ligações ortogonais

**Parâmetro P8: Ligação aos diafragmas horizontais e cobertura**

Este parâmetro avalia a eficiência das ligações dos diafragmas horizontais e da cobertura à parede de fachada. Consideram-se boas soluções de ligação: um elemento contínuo de ligação em madeira (frechal); uma viga de cintagem embebida na parede; e a ligação com recurso a elementos metálicos. Refira-se que a boa ligação dos pavimentos às paredes pressupõe que as ligações, quer pontuais, quer contínuas, devem ser executadas em todos os elementos do pavimento e em todo o perímetro nas duas direcções do pavimento. Na Tabela 5.10 apresenta-se a definição das classes de vulnerabilidade para este parâmetro.

Tabela 5.10: Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P8.

<b>Parâmetro P8</b>		
<b>Nº de diafragmas horizontais com ligação eficiente (%)</b>	<b>Classe</b>	<b>FZA ou DA ou FS</b>
$\geq 75\%$	<b>A</b>	<b>B</b>
$\geq 50\%$ e $< 75\%$	<b>B</b>	<b>C</b>
$\geq 25\%$ e $< 50\%$	<b>C</b>	<b>D</b>
$< 25\%$	<b>D</b>	—
FZA – Fragilização dos pavimentos na zona de apoio; DA – Sinais de deformação, apodrecimento, retracção e distorção grave; FS – Falta de segurança de circulação		

**Parâmetro P9: Impulsos da cobertura**

Os critérios utilizados na definição deste parâmetro são essencialmente relacionados com a configuração estrutural da cobertura (peso, dimensão do vão e condições de apoio no perímetro). A possibilidade da cobertura provocar impulsos horizontais nas paredes é sem dúvida um aspecto condicionante no desempenho do edifício, que muito depende da solução estrutural da cobertura, da existência de elementos de ligação da cobertura à parede, da eventual presença de uma cinta perimetral ou de tirantes, e ainda, do seu estado de conservação. O carácter impulsivo da cobertura é especialmente importante para as acções sísmicas porque poderá incrementar os impulsos sobre as paredes de fachada, provocando eventualmente o

colapso para fora do seu plano.

Para além de conhecer a tipologia da cobertura e identificar a existência de tirantes e/ou elementos de cintagem, é também possível quantificar a área de apoio perimetral efectiva sobre as paredes, que recebem e fazem a transmissão de carga. O perímetro total sobre o qual assenta a cobertura terá de ser reduzido devido à proximidade de aberturas dos beirais, uma vez que, os painéis de alvenaria sobrejacentes às aberturas que tenham uma relação geométrica  $L/H$  não garantem a transmissão de carga (ver Figura 5.11). Se o perímetro for reduzido ou muito reduzido, devido à presença de aberturas junto dos beirais, a natureza impulsiva da cobertura é naturalmente agravada (este aspecto não define a classe de vulnerabilidade, apenas auxilia na avaliação da impulsividade da cobertura).

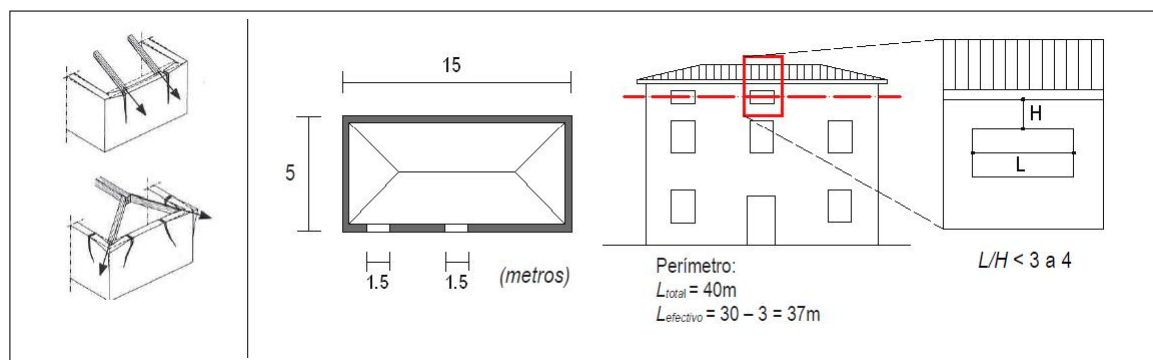


Figura 5.11: Avaliação da natureza impulsiva da cobertura [2]

As classes de vulnerabilidade deste parâmetro são definidas como se apresenta na Tabela 5.11. A Figura 5.12 representa as tipologias estruturais mais comuns e classifica-as quanto à natureza impulsiva, auxiliando a escolha da classe de vulnerabilidade neste parâmetro pela identificação da tipologia estrutural. Prevê-se ainda neste parâmetro o agravamento da classificação das coberturas em função do seu estado de conservação.

Refira-se que da observação e do estudo dos danos provocados pela acção sísmica em edifícios de alvenaria e particularmente no sismo de Umbria-Marche em 1997, foi evidenciado o efeito desastroso das acções de renovação, recorrendo a soluções de betão armado (maciça e aligeirada) sobre construções com alvenarias de fraca qualidade e de má execução. Por isso, estabelece-se a excepção com o seguinte critério: edifícios com cobertura em estrutura de

betão armado, que se classificariam como de classe A ou B para este parâmetro, se combinado com uma alvenaria de fraca qualidade, classificado segundo o parâmetro P5 de classe C ou D, a classe que deverá ser atribuída neste parâmetro será de D.

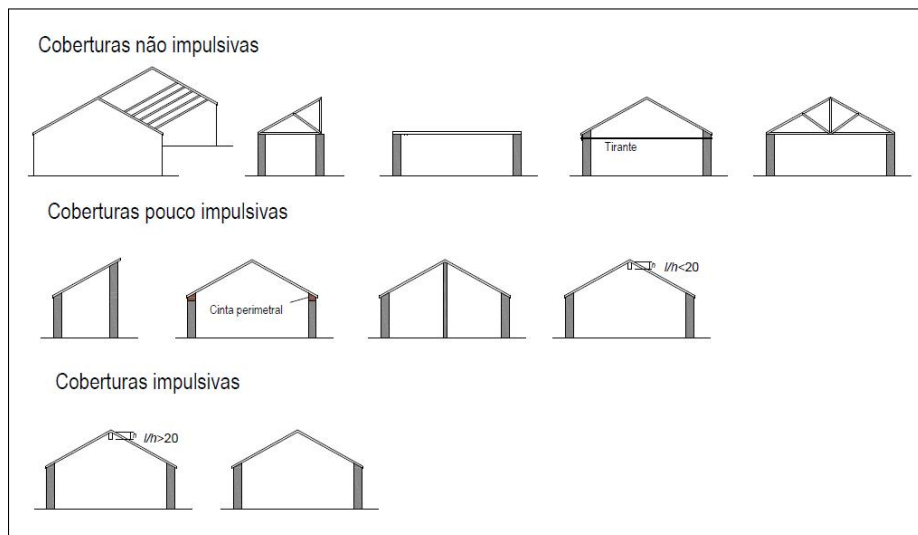


Figura 5.12: Tipologia das coberturas e a sua classificação quanto à natureza impulsiva [2]

Tabela 5.11: Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P9.

Parâmetro P9					
Impulso	Cinta perimetral	Tirantes	Classe	Estado de conservação	
				Mau	Péssimo
Não impulsivo	1 (Sim)	1 – 0	A	B	C
	1 – 0	1	A	B	C
	0 (Não)	0	B	C	D
Pouco impulsivo	1	1 – 0	B	C	D
	1 – 0	1	B	C	D
	0	0	C	D	D
Impulsivo	1	1 – 0	C	D	D
	1 – 0	1	C	D	D
	0	0	D	—	—

### Parâmetro P10: Elementos ligados à fachada

Este parâmetro avalia a ligação de elementos conectados e/ou apoiados na fachada que constituem um risco de queda e um factor de agravamento dos danos para a parede de fachada quando sujeita a uma acção sísmica, como é o caso de varandins ou de equipamento mecânico (ver Figura 5.13). Na Tabela 5.12 apresenta-se a definição das classes de vulnerabilidade para o último parâmetro deste índice.



Figura 5.13: Elementos ligados à fachada

Tabela 5.12: Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P10.

Parâmetro P10	
<b>A</b>	Não existem varandas, platibandas, ornamentos, floreiras, nem outros elementos (equipamentos mecânicos, aparelhos de ar condicionado, sinais luminosos ou reclusos etc.) ligados à fachada.
<b>B</b>	Existência de alguns elementos de peso reduzido (candeeiros, sinais luminosos, reclusos, toldos, etc.) ligados à fachada. Não existem varandas, nem platibandas.
<b>C</b>	Existência de alguns elementos de peso considerável (equipamentos mecânicos, aparelhos de ar condicionado, etc.) ligados à fachada. Não existem varandas nem platibandas.
<b>D</b>	Existência de varandas, platibandas, ou outros elementos pesados ligados à fachada.

## 5.3 Apresentação e análise de resultados

### 5.3.1 Índice de vulnerabilidade da fachada aplicado à Baixa de Coimbra

Apresentado cada um dos parâmetros e as suas respectivas formas de classificação da vulnerabilidade, importa agora introduzir o universo de edifícios abrangidos por este estudo e apresentar os resultados obtidos da aplicação desta metodologia.

Como já foi referido anteriormente, pretendeu-se estudar a vulnerabilidade das paredes de fachada dos edifícios do centro histórico da cidade de Coimbra. Esta metodologia foi aplicada a cerca de 800 edifícios, distribuídos ao longo de toda a Baixa, e agrupados em 8 zonas distintas. Na Figura 5.14 apresenta-se o perímetro do projecto e a definição do seu zonamento.

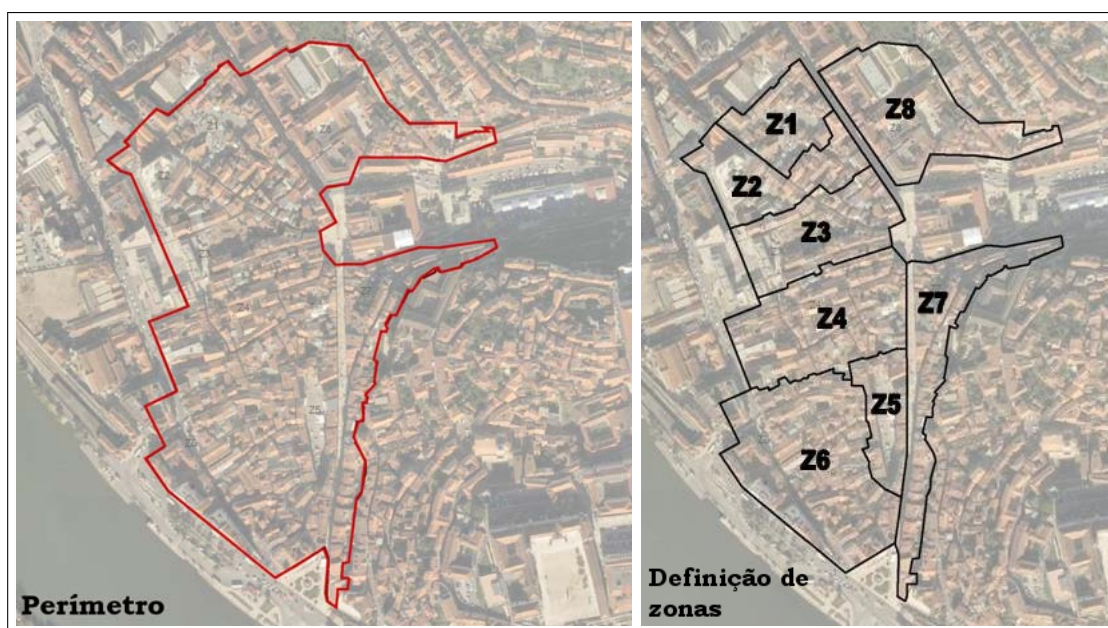


Figura 5.14: Definição da área do projecto e zonamento do território.

Os 803 edifício foram ainda divididos em três grupos, em função do nível de detalhe possível na aplicação da metodologia de avaliação da vulnerabilidade das fachadas. Assim, edifícios para os quais se dispunha de toda a documentação essencial de forma detalhada, nomeadamente, plantas de arquitectura onde fosse possível obter com rigor todos as dimensões importantes na determinação dos parâmetros geométricos (P1, P2, P3 e P4) e documentação fotográfica suficiente à avaliação dos restante parâmetros, foram integrados no grupo de-

nominado de *Detalhados*. Este grupo é composto por 330 casos. De forma similar, edifícios para os quais não foi possível obter plantas de arquitectura, tendo a avaliação de todos os seus parâmetros, sido realizada com base apenas em documentação fotográfica, foram integrados num grupo formado por 342 casos e denominado de *Não detalhados*. Os restantes 131 edifícios, integrados no grupo denominado de *Não avaliados*, por serem edifícios em betão armado (BA), terem já sido demolidos (D) ou, simplesmente, por se encontrarem em estado de ruína (R), não constando no âmbito deste trabalho.

Como já foi introduzido na secção 5.2, o índice de vulnerabilidade da fachada de cada edifício, é calculado como uma média ponderada de 10 parâmetros. Cada parâmetro é classificado em 4 classes de vulnerabilidade,  $C_{vi}$ : A, B, C e D. Posteriormente, a cada parâmetro é associado um peso,  $p_i$  - 0.75 para o parâmetro P5 e P6 e 0.5 para os restantes parâmetros -, sendo o índice de vulnerabilidade da fachada,  $I_{vf}^*$  obtido pela expressão:

$$I_{vf}^* = \sum_{i=1}^{10} C_{vi} \times p_i \quad (5.1)$$

O valor de  $I_{vf}^*$  varia entre 0 e 247,5. Por uma questão de comodidade, é comum usar-se o valor do índice de vulnerabilidade da fachada normalizado,  $I_{vf}$ , que varia entre 0 e 100, e que não é mais que uma soma ponderada normalizada.

O índice de vulnerabilidade estimado para o primeiro grupo de 330 casos, resultou num valor médio,  $\bar{I}_{vf}$  de 36.52. No entanto, com a introdução do segundo conjunto de edifícios, para os quais a informação não é completa, o valor médio do índice de vulnerabilidade sofreu um pequeno acréscimo, resultando num  $\bar{I}_{vf}$  de 37.08. O desvio padrão,  $\sigma_{I_{vf}}$ , associado à avaliação com a metodologia proposta de forma detalhada é de cerca de 10.21. Com a introdução dos restantes valores associados aos edifícios avaliados de forma não detalhada, o valor do desvio padrão decresce para 8.68, correspondendo a uma redução de 17%. Este reduzido valor do desvio padrão e a sua baixa variabilidade é um bom indicador, revelando a fiabilidade dos resultados obtidos.

A Figura 5.15 apresenta o histograma de distribuição do conjunto de valores obtidos para o grupo denominado de *Detalhados* e a sua respectiva função normal ajustada. O valor médio obtido para o índice de vulnerabilidade das fachadas ( $\bar{I}_{vf}^* = 36.52$ ), apoiado pela observação do desenvolvimento do histograma, sugere que a vulnerabilidade das fachadas dos edifícios na Baixa de Coimbra é relativamente elevada. Cerca de 33% das fachadas avaliadas apresentam um índice de vulnerabilidade acima do valor 40, enquanto cerca de 16.5% apresentam mesmo um valor do índice de vulnerabilidade superior a 45. O valor máximo e mínimo obtido para o  $I_{vf}$ , em toda a área em estudo, foi de 64.09 e 11.36, respectivamente.

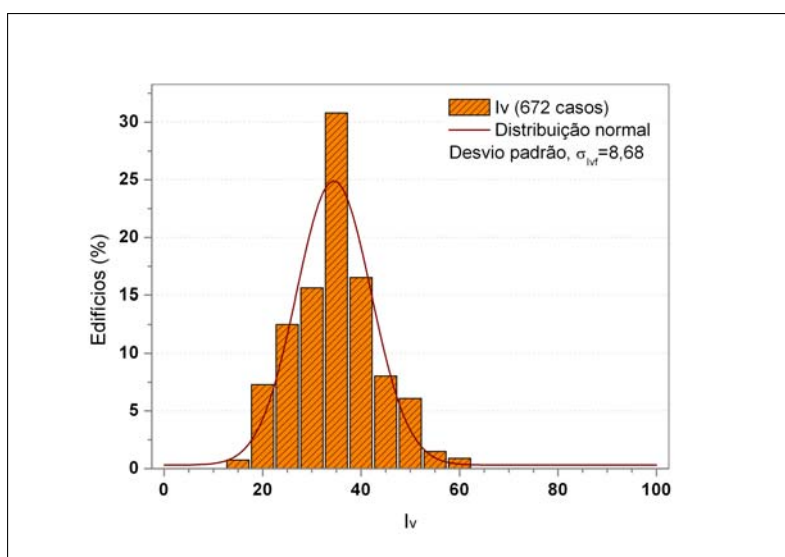


Figura 5.15: Distribuição do índice de vulnerabilidade (histograma e curva gaussiana normal ajustada para 330 fachadas)

A figura 5.16 apresenta a título de exemplo os gráficos referentes à distribuição das classes de vulnerabilidade dos parâmetros P1, P2, P3 e P4. De salientar que esta análise estatística foi efectuada apenas para os 330 casos pertencentes ao grupo *Detalhados*. Os restantes edifícios, pertencentes ao grupo *Não detalhados*, embora tenham sido contabilizados no cálculo do índice de vulnerabilidade já apresentado, não foram integrados nesta análise.

A observação destes quatro parâmetros de natureza geométrica dá-nos uma ideia clara das características geométricas dos edifícios presentes na Baixa da cidade de Coimbra. Na sua grande maioria, estes edifícios possuem fachadas com um grande desenvolvimento em al-



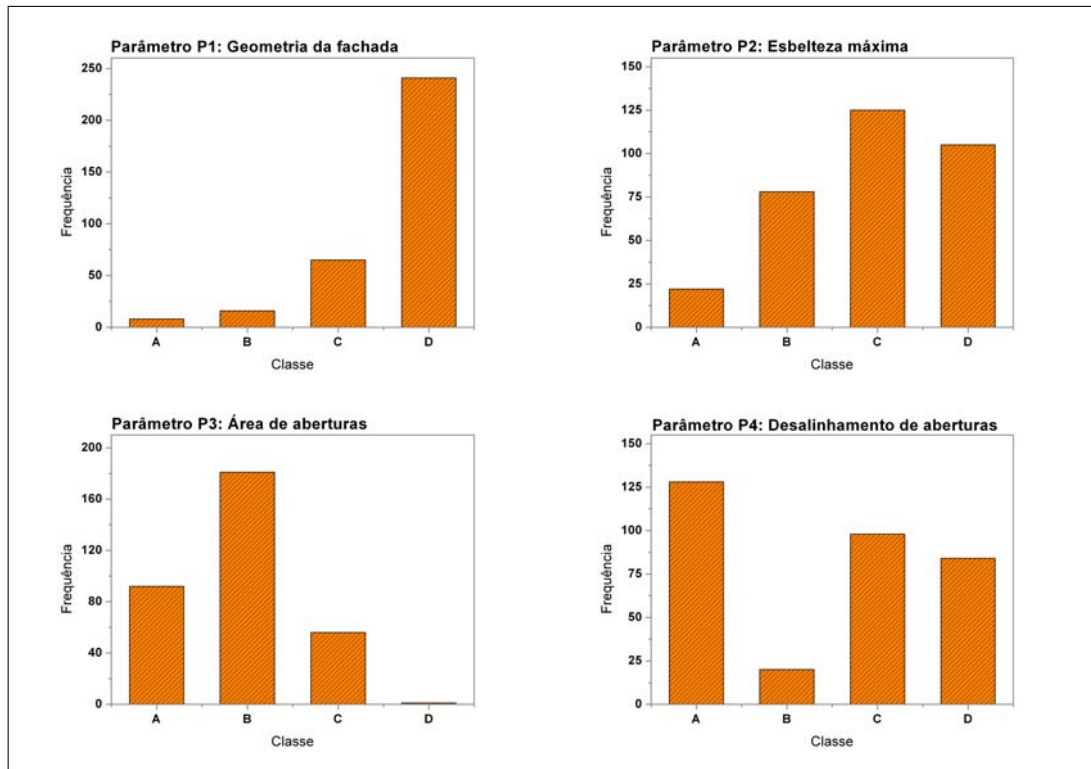


Figura 5.16: Distribuição das classes de quatro parâmetros usados no cálculo do  $I_{vf}$

tura, apresentando uma relação  $H/B$  muito alta (ver Tabela 5.13 e Parâmetro P1). Este facto é consequência da organização em lotes medievais, condicionando a malha urbana e a forma como esta se desenvolveu ao longo do tempo, com os edifícios tradicionalmente a serem edificadas entre outros mais antigos, numa distribuição predominantemente em banda. A Tabela 5.13 apresenta os valores médios de  $H$  e de  $B$  para o conjunto das fachadas em estudo, assim como a sua relação média e a denominada “Relação óptima“, ou seja, a relação que conduziria a classe A na avaliação do parâmetro P1.

Tabela 5.13: Valores médios da altura e largura das fachadas e da relação  $H/B$ .

Altura média, $\bar{H}$	Largura média, $\bar{B}$	Relação $H/B$ média	Relação $H/B$ óptima
10.88	7.41	1.47	$< 0.4$

A análise do Parâmetro P2 permite constatar que uma parte importante dos edifícios apresentam paredes de fachada com espessura na ordem dos 61cm (ver Tabela 5.14). O valor da relação  $h/s$  para a média dos edifícios analisados também é muito desfavorável, a rondar

os 17.85, quando comparado com o valor óptimo para essa relação ( $h/s \leq 9$ ). Recorde-se que esta “Relação óptima“, é simplesmente a relação entre o valor de  $h$  e de  $b$  que conduz a classe A na avaliação do  $I_{vf}$ .

Tabela 5.14: Valores médios de espessura e relação  $h/s$  medida pelo Parâmetro P2

Espessura média (s)	Relação $h/s$ média	Relação $h/s$ óptima
0,61	17,85	$\leq 9$

A Figura 5.17 apresenta a influência cada um dos parâmetros no índice de vulnerabilidade da fachada,  $I_{vf}$ .

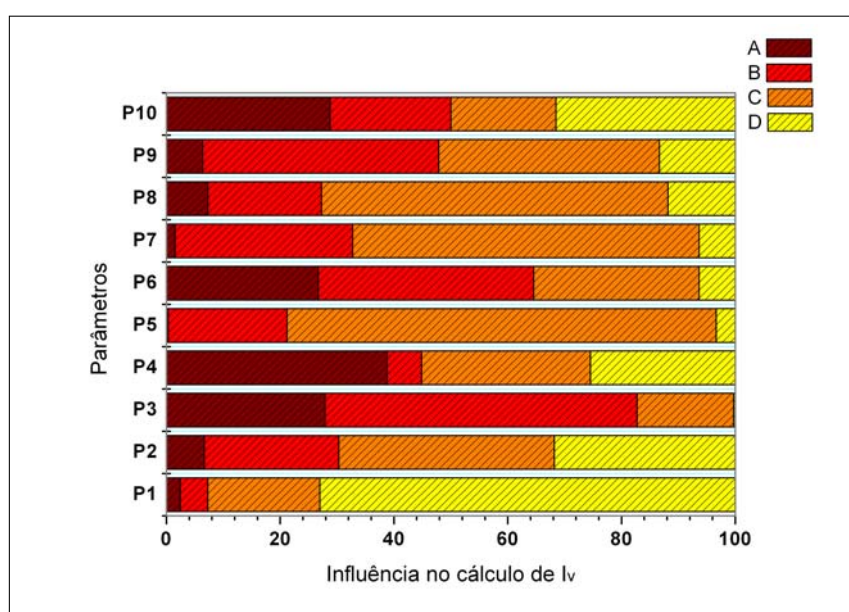


Figura 5.17: Influência de cada parâmetro no cálculo do  $I_{vf}$

Releva-se a importância deste resultado, na medida em que através dele é possível perceber-se com exactidão quais os parâmetros que mais influência apresentam no cálculo final do  $I_{vf}$  e, caso se justifique adiante, proceder a um reajuste nos seus pesos.

No Anexo II é apresentada a análise estatística efectuada para cada um dos dez parâmetros que definem o índice de vulnerabilidade da fachada,  $I_{vf}$ .

### 5.3.2 Integração dos resultados numa ferramenta SIG

Para a gestão de dados e resultados, foi criada uma base de dados relacional com toda a informação recolhida do edificado [2], e associado a este, toda a informação recolhida e obtida através desta dissertação para as respectivas fachadas. O SIG criado permite uma visão global de todo o perímetro de estudo ou dividido por zonas (ver Figura 5.18), dos vários resultados produzidos: análise espacial da vulnerabilidade sísmica, características do edificado e criação de cenários de dano, separadamente para edifícios e fachadas, ou caminhos de evacuação em caso de catástrofe, como veremos mais adiante na secção refsec:evacuacao.

Foram criados na área de trabalho da ferramenta SIG, um conjunto de comandos que permitem aceder de forma fácil a toda a informação relativa ao estudo realizado nesta dissertação (ver Figura 5.18), nomeadamente: o índice de vulnerabilidade sísmica associado a cada fachada, assim como a sua classe de vulnerabilidade para cada um dos 10 parâmetros, o dano esperado para diferentes intensidades sísmicas (segundo a escala EMS-98 [25]) e finalmente, o traçado de possíveis caminhos de evacuação em função dessas mesmas intensidades.

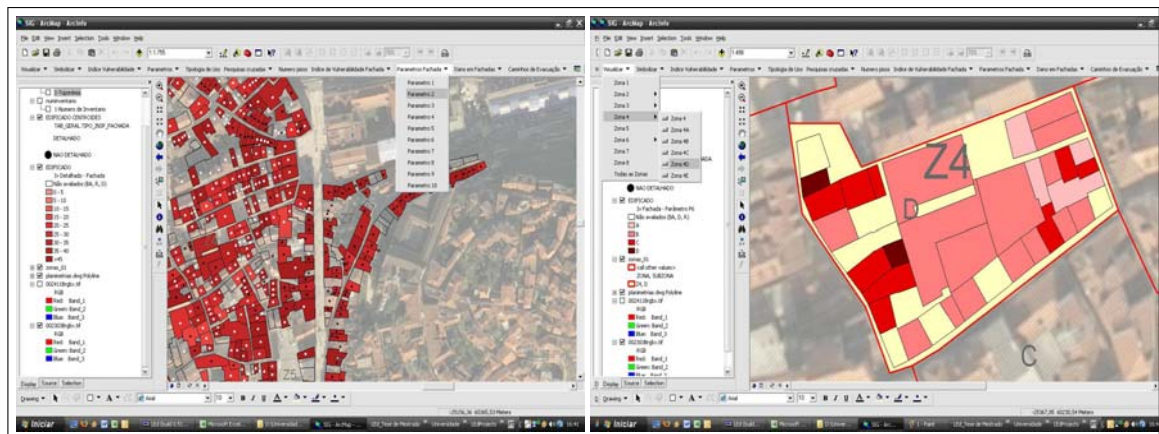


Figura 5.18: Ambiente de trabalho da ferramenta desenvolvida numa plataforma SIG

A Figura 5.19 apresenta a distribuição espacial da vulnerabilidade sísmica de todas as fachadas incluídas na área em estudo, e pela sua análise é possível identificar os edifícios e zonas que apresentam maior vulnerabilidade das suas fachadas.

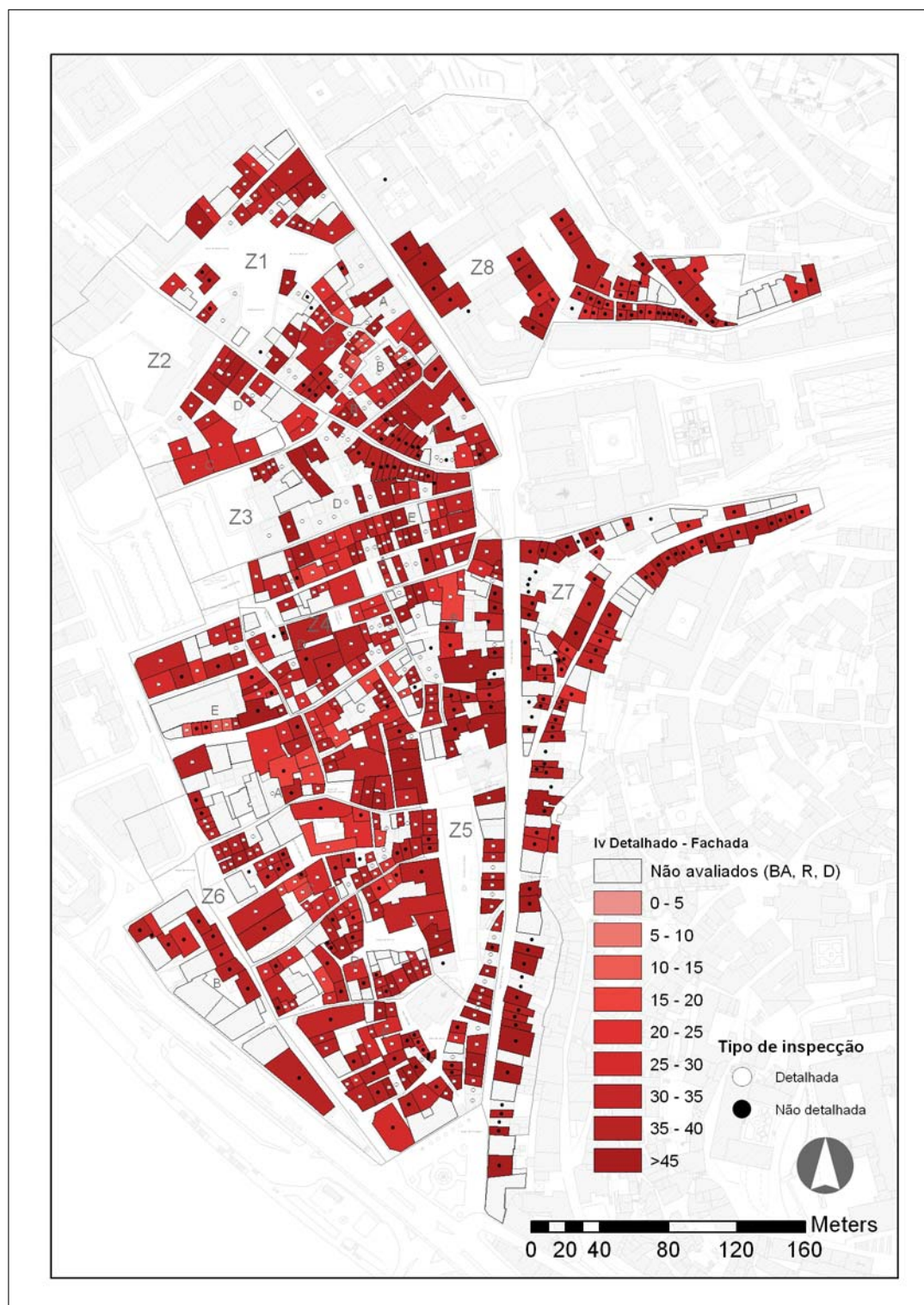


Figura 5.19: Mapeamento da vulnerabilidade das paredes de fachada



Dos resultados obtidos e expressos na Figura 5.19, é possível identificar que as fachadas que apresentam maiores valores de vulnerabilidade se encontram bastante dispersas por toda a área em estudo, sendo no entanto possível identificar algumas ruas onde a sua concentração é mais elevada. Em comum estas ruas têm a particularidade de estar integradas na zonas mais antigas da cidade, e de apresentarem grande extensão, sendo o seu traçado definido por edifícios com um desenvolvimento vertical muito superior ao desenvolvimento horizontal. Este tipo de análise, quando dirigida a alguns parâmetros em particular, permite não só conhecer alguns indicadores do ponto de vista estrutural das fachadas, mas igualmente a sua distribuição geográfica ao longo do perímetro em estudo. De entre estes indicadores, merecem especial destaque: a geometria da fachada, a sua esbelteza, a qualidade dos seus materiais (tipo de pedra, constituição, assentamento, etc.) e ainda o seu estado de conservação.

As Figuras 10.6 e 10.8 apresentam a distribuição da classe de vulnerabilidade dos parâmetros mais relevantes na avaliação do índice de vulnerabilidade das fachadas: os parâmetros P1, P2, P5 e P6.



Figura 5.20: Distribuição dos parâmetros P1 e P2

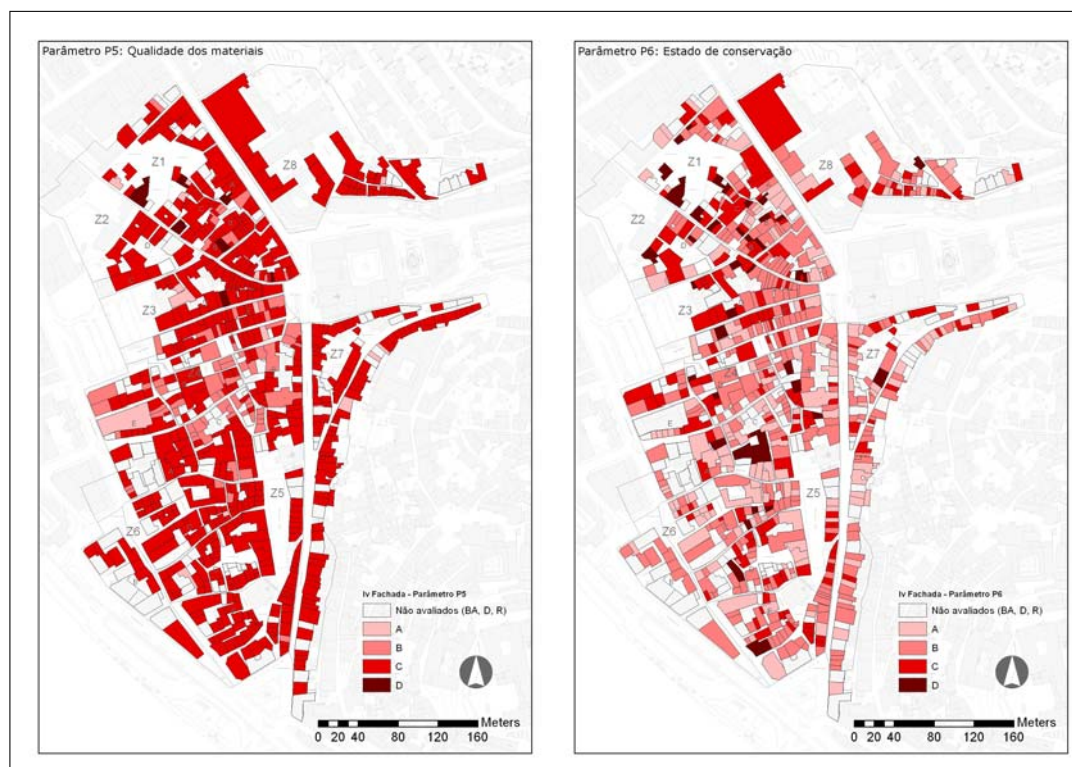


Figura 5.21: Distribuição dos parâmetros P5 e P6

A análise da Figura 10.8, permite-nos constatar que a qualidade dos materiais que constituem as paredes de fachada da Baixa de Coimbra são, na grande maioria dos casos, de qualidade média a baixa (apresentando irregularidade de dimensões e de assentamento), o que contribui para um fraca resistência destes elementos. Verifica-se igualmente que a sua distribuição geográfica é perfeitamente generalizada.

Quanto ao estado de conservação das fachadas analisadas, a sua distribuição é muito dispersa, não sendo possível distinguir grandes áreas com necessidade generalizada de intervenção. É possível ainda distinguir algumas zonas nas quais o estado de conservação das fachadas é muito satisfatória.

Os resultados correspondentes aos restantes parâmetros de avaliação dos índice de vulnerabilidade da fachada podem ser consultados no Anexo II desta dissertação.

### 5.3.3 Estimativa de danos

Após a avaliação do índice de vulnerabilidade para as fachadas da Baixa de Coimbra,  $I_{vf}$ , usando a metodologia proposta, interessava consequentemente estimar o grau de dano médio,  $\mu_D$ , para cada fachada. No entanto, e ao contrário do que acontece no caso dos edifícios, para os quais existem várias propostas de curvas que correlacionam a severidade da acção sísmica (intensidade sísmica sentida no local) com o dano infligido aos edifícios [2], não existiam quaisquer curvas desenvolvidas e validadas para o caso das paredes de fachada.

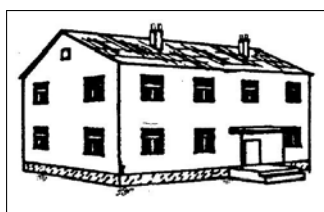
Aproveitando toda a informação e documentação resultante do recente sismo registado na região italiana de Abruzzo, foi aplicada a metodologia de avaliação da vulnerabilidade das fachadas utilizada nesta dissertação a alguns dos edifícios atingidos. Desta forma, foi possível obter uma correlação entre o  $I_{vf}$  obtido, a intensidade macrosísmica registada no local (segundo a escala EMS-98 [25]) e o dano observado. Esta avaliação foi realizada a um total de 17 edifícios, distribuídos por três zonas de intensidade macrossísmicas distintas. Quatro edifícios localizados na vila de Onna, onde foi registada uma intensidade de IX, sete distribuídos entre a cidade de Áquila e a vila de Paganica, associados a uma intensidade de VIII, e os restantes seis, localizados nas vilas de Poggio de Roio e Monticchio, onde a intensidade foi da ordem dos VII. O índice de vulnerabilidade médio obtido para as paredes de fachada destes edifícios,  $\bar{I}_{vf}$ , foi de 28.6.

Após a aplicação da metodologia aos 17 edifícios atingidos, procedeu-se a uma nova avaliação individualizada e atribuiu-se a cada fachada um grau de dano médio,  $\mu_D$ , compreendido entre 1 e 5 (segundo a EMS-98 [25]). No entanto, uma vez que a escala de dano médio foi também ela desenvolvida apenas para edifícios, foi necessário proceder a um ligeiro reajuste na descrição dos graus de dano, antes da sua aplicação (a escala de intensidade macrossísmica pode ser consultada em [25]).

Na Tabela 5.15, apresenta-se a escala de dano adaptada e utilizada para fachadas de alvenaria, e na Figura 5.22, ilustra-se de forma exemplificativa cada um dos 5 graus de dano:

Tabela 5.15: Grau de dano para paredes de fachada em alvenaria (adaptado de Grünthal) [25]

Grau de dano	Descrição
Grau 1: Dano desprezável ou muito ligeiro	Sem dano ou com a presença de fissuração localizada e de abertura muito reduzida
Grau 2: Dano moderado	Sem dano ou com a presença de fissuração de abertura muito reduzida e localizada. Destacamentos localizados do revestimento das paredes (rebocos, etc.)
Grau 3: Dano substancial a elevado	Abertura de fendas de dimensão considerável e destacamento generalizado do reboco
Grau 4: Dano muito elevado	Colapso parcial da fachada (fissuração em X, desagregação, etc.)
Grau 5: Colapso	Colapso total da fachada para fora do plano



(a) Grau 1



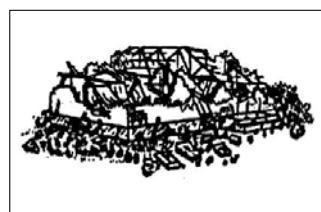
(b) Grau 2



(c) Grau 3



(d) Grau 4



(e) Grau 5

Figura 5.22: Grau de dano segundo Grünthal [25]

Assim, associando o índice de vulnerabilidade médio obtido para as fachadas ( $\bar{I}_{vf}=28.6$ ) aos diferentes graus de dano para cada um das três intensidades sísmicas em causa (VII, VIII e IX), foi possível ajustar uma curva que correlaciona a intensidade macrossísmica,  $I$  (EMS-98) com o grau de dano médio,  $\mu_D$  para uma determinada parede de fachada.



A Figura 5.23 apresenta a primeira aproximação obtida para  $I_{vf}=28.6$  (o índice de vulnerabilidade médio para os 17 edifícios analisados), através de uma curva polinomial de 3º grau, ajustada a 5 pontos. Os 3 pontos representados a azul na Figura 5.23, foram obtidos através da média dos valores resultantes da aplicação  $I_{vf}$  às fachadas avaliadas, para as intensidades VII, VIII e IX, enquanto os restantes 2, foram definidos empiricamente, servindo apenas como ponto inicial e final da função.

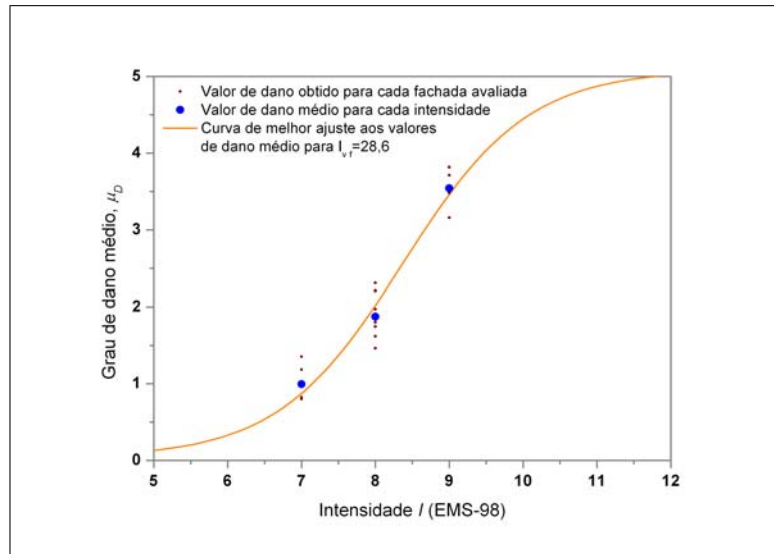


Figura 5.23: Curva de melhor ajuste aos valores médios de dano avaliados em fachadas

Embora o desenvolvimento da curva obtida estivesse bastante próximo do esperado inicialmente, com um desenvolvimento do tipo hiperbólico, era fundamental aplicar esta primeira proposta de curva de dano em fachadas a alguns edifícios de forma ganhar alguma sensibilidade e perceber quais os ajustes que seria necessário efectuar.

De forma a estabelecer uma correlação entre o dano e a severidade da acção, traduzida pela intensidade sísmica, e aproveitando as nítidas semelhanças a curva obtida e as curvas propostas para edifícios, optou-se por aproximar a expressão analítica da curva obtida, à usada e adaptada por Vicente [2], em 2008, para os edifícios. Este autor, partindo da metodologia macrossísmica [33], na qual a vulnerabilidade é expressa por um valor numérico - *vulnerability index* - variando de 0 a 1, definiu uma função de vulnerabilidade para o edifício ou tipologia de edifícios, traduzida por uma expressão semi-empírica (5.2), que permite calcular o grau de dano médio  $\mu_D$ , definido de 0 a 5, para edifícios:

$$\mu_D = 2.5 \times \left[ 1 + \tanh \left( \frac{I + 6.25 \times V - 13.1}{Q} \right) \right] \quad ; \quad 0 \leq \mu_D \leq 5 \quad (5.2)$$

Este valor de dano médio,  $\mu_D$ , depende do índice de vulnerabilidade,  $V$ , da intensidade macrossísmica,  $I$  (EMS-98) e de um coeficiente  $Q$  que traduz a ductilidade de uma determinada tipologia construtiva, e que pode variar entre 1 e 4. O valor de  $V$ , obtido através da expressão (5.3), determina a posição da função de vulnerabilidade e o coeficiente de ductilidade,  $Q$ , determina a posição da função de vulnerabilidade, isto é, a razão de crescimento do dano com a intensidade sísmica. Na expressão seguinte está estabelecida a relação entre os dois índices de vulnerabilidade, definido por Vicente [2].

$$V = 0.592 + 0.0057 \times I_v \quad (5.3)$$

Aproximando a curva apresentada na Figura 5.23, desenvolvida para paredes de fachada, à curva obtida através da expressão (5.2), foi possível obter uma nova expressão semi-empírica ajustada às paredes de fachada. A expressão apresentada em (5.4) surge na sequência de sucessivos ajustes e calibrações, baseadas em observações de intensidade/dano para o sismo de Abruzzo.

$$\mu_D = 2.51 + 2.5 \times \tanh \left( \frac{I + 5.25 \times V - 11.6}{Q} \right) \quad ; \quad 0 \leq \mu_D \leq 5 \quad (5.4)$$

Para o presente caso de estudo, o factor de ductilidade,  $Q$ , utilizado foi de 2.0. Este foi o valor que conduziu a melhores aproximações entre o valor de dano obtido através da curva de dano médio,  $\mu_D$ , e as avaliações dos danos pós-sismo. A expressão 5.3, que relaciona  $I_v$  e  $V$ , mantém-se nesta nova abordagem.

A Figura 5.24 apresenta o confronto entre as duas curvas que definem um grau de dano médio para um índice de vulnerabilidade da fachada,  $I_{vf}$ , de 28.6. A curva desenvolvida para edifícios encontra-se desenhada a azul e a curva desenvolvida para fachadas a laranja.

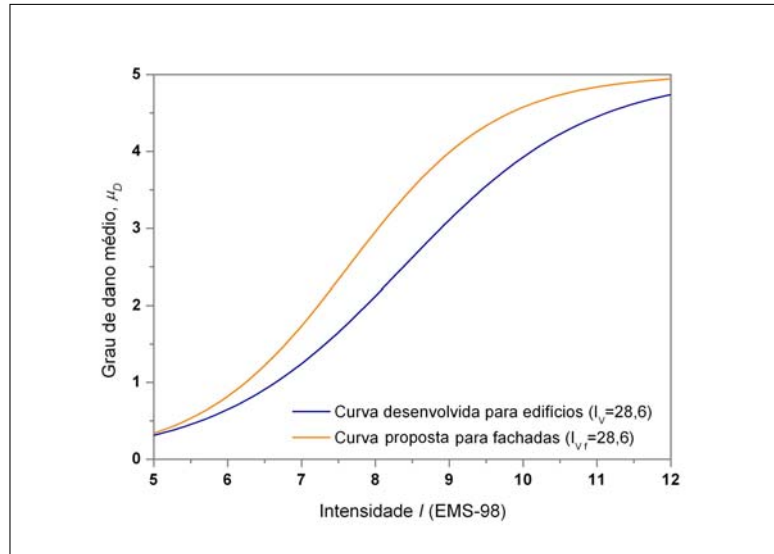


Figura 5.24: Confronto entre as curvas que definem o grau de dano médio para edifícios e para fachadas

Na Figura 5.25 ilustram-se as curvas de vulnerabilidade, no formato  $I_{EMS-98} - \mu_D$ , construídas com o valor médio do índice de vulnerabilidade estimado para as fachadas em alvenaria da Baixa de Coimbra ( $\bar{I}_v=37,08$ ), assim como para outros valores característicos da distribuição gaussiana, definidos pela adição e subtração, simples ou dupla do valor obtido para o desvio padrão ( $\sigma_{I_{vf}}=8,68$ ) da distribuição do índice de vulnerabilidade médio para as 672 fachadas avaliadas.

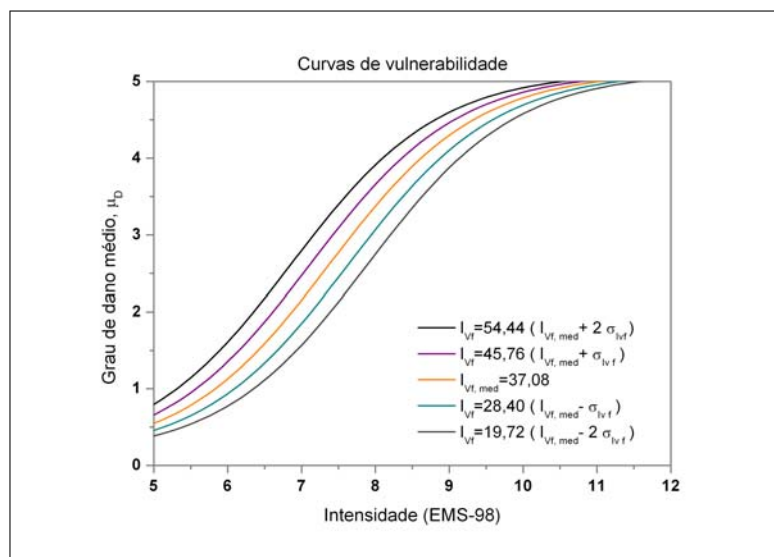


Figura 5.25: Curvas de vulnerabilidade para as paredes de fachada da Baixa de Coimbra

De seguida, apresenta-se a distribuição dos valores do grau de dano médio,  $\mu_D$ , para cada uma das 672 fachadas com recurso à ferramenta SIG desenvolvida. As Figuras 5.26 e 5.27 apresentam os cenários de dano para uma acção sísmica de intensidade entre VII e X. Os limites deste intervalo de intensidades correspondem à máxima intensidade histórica sentida na região de Coimbra, VII durante o grande terramoto de 1755, e a intensidade sentida na cidade de Lisboa para o mesmo terramoto, X.

O mapeamento do grau de dano médio, com recurso a uma ferramenta SIG, permite a identificação e análise espacial de zonas com maior risco e desta forma, como abordaremos de seguida, intervir no sentido de melhorar o planeamento de acções de socorro e salvamento na Baixa de Coimbra.



Figura 5.26: Cenários de dano para  $I(EMS-98)=VII$  e para  $I(EMS-98)=VIII$



Figura 5.27: Cenários de dano para  $I(\text{EMS-98})=\text{IX}$  e para  $I(\text{EMS-98})=\text{X}$

A título de exemplo, apresentam-se ainda na Figura 5.28 duas distribuições de dano estimadas, para as intensidades sísmicas XIII e IX:

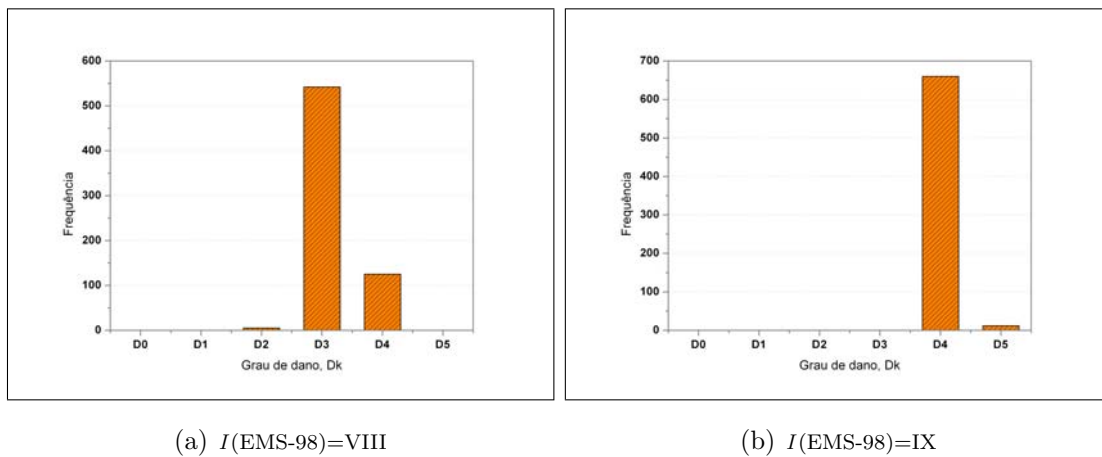


Figura 5.28: Histograma de distribuição de dano para  $I(\text{EMS-98})=\text{VIII}$  e  $I(\text{EMS-98})=\text{IX}$

A análise conjunta da Figura 5.27 e da Figura 5.28, permite-nos verificar que, para um cenário com intensidade sísmica igual ou superior a IX, a quase totalidade das fachadas

avaliadas apresenta um grau de dano médio estimado,  $\mu_D$ , na ordem de  $D_k = 4$ . Isto significa que, para este cenário, a maioria das fachadas sofreriam dano severos ( $3 \leq \mu_D < 4$ ) e algumas estariam na eminência colapsar.

A conclusão obtida através do estudo dos cenários de dano apresentados, conduz-nos de forma intuitiva ao próximo aspecto tratado na secção 5.4, na qual será abordada a problemática da gestão do risco e do planeamento de emergência. Será ainda apresentada uma proposta de traçado para caminhos de evacuação na Baixa de Coimbra, sendo esta uma das possíveis aplicações a desenvolver com base nas conclusões expostas.

## 5.4 Planeamento de emergência, intervenção e socorro

Os organismos da Protecção Civil são as agências com maior responsabilidade no desenvolvimento de acções e estratégias de mitigação de risco de catástrofes naturais. O planeamento de emergência é a primeira consequência directa de uma correcta definição de perigosidade, vulnerabilidade e avaliação de risco. Preparar operações de salvamento, incluindo o transporte de feridos e o encaminhamento dos desalojados, garantir o acesso a equipas de engenharia e gerir os primeiros momentos pós-sismo em todas as suas componentes são algumas das acções fundamentais que poderão contribuir decisivamente para a redução do sofrimento das populações afectadas e para um regresso mais rápido à normalidade [44].

O acto de planear requer uma definição prévia de um cenário, ou de um conjunto de cenários sísmicos. Para cada um destes cenários, cada movimento simulado deverá ser tratado e transformado em variáveis usadas no planeamento do conjunto das operações. Este planeamento deverá considerar as zonas mais vulneráveis para diferentes incidências e preparar exercícios de campo e de logística, simulando situações que possam vir a ocorrer no caso de ocorrer um sismo de determinada intensidade [44].

Assim, tirando partido dos mapas de cenário de dano resultantes da avaliação dos graus de dano médio,  $\mu_D$ , para as paredes de fachada, é possível identificar de forma rigorosa as zonas mais vulneráveis para diferentes intensidades sísmicas,  $I$  (EMS-98), demarcando inclusivamente quais os edifícios que poderão ficar inacessíveis e quais as ruas que poderão,

ou não, constituir caminhos de evacuação. Crê-se que esta ferramenta poderá desempenhar um papel importante no desenvolvimento de planos de primeira intervenção e socorro mais eficazes, promovendo uma melhor articulação dos meios, tanto mais que eventos sísmicos recentes provaram que o colapso das fachadas para fora do seu plano são responsáveis pela obstrução de vias de acesso e pelo isolamento de sinistrados. A Figura 5.29 identifica as fachadas que, para uma intensidade VIII, apresentam um grau de dano médio igual ou superior a 3.5. Embora este valor de dano não conduza normalmente a fenómenos de colapso total das paredes de fachada, em algumas situações particulares pode significar colapsos parciais. Nestes casos, a queda de material destacado poderá obstruir as vias adjacentes à fachada e constituir um entrave à livre circulação dos meios de socorro.

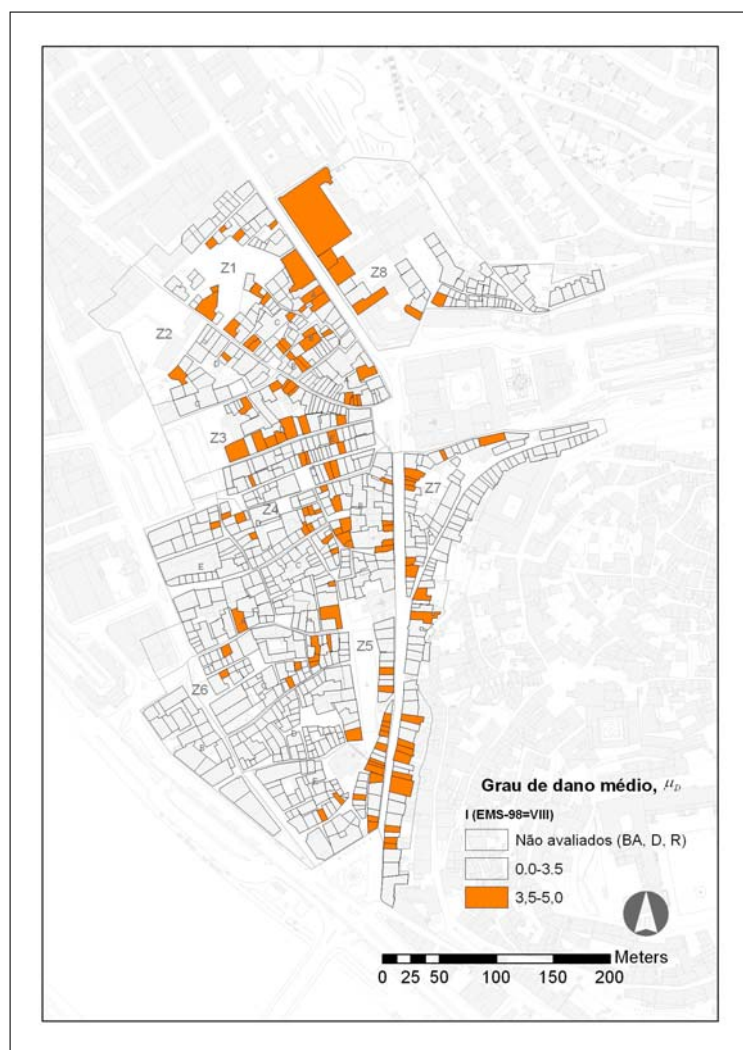


Figura 5.29: Identificação do edificado com grau de dano médio superior a 3.5 para  $I(\text{EMS-98})=\text{VIII}$



Estabelecendo um conjunto de critérios, nomeadamente quais as condições que uma determinada via deve respeitar para que possa constituir um caminho de evacuação ou, quais as condições para que uma determinada zona possa receber um centro de operações, é possível construir uma carta com um conjunto de informações cruciais no planeamento deste tipo de catástrofe. Essa carta poderá conter, entre outros elementos, a indicação das vias inacessíveis aos meios de socorro e a localização dos edifícios isolados e das zonas onde preferencialmente, pelas sua acessibilidade, deverão ser implantados os centros de operações. A Figura 5.30 ilustra um possível traçado dos caminhos de evacuação para a Baixa de Coimbra, tendo por base o cenário de dano apresentado na Figura 5.29:

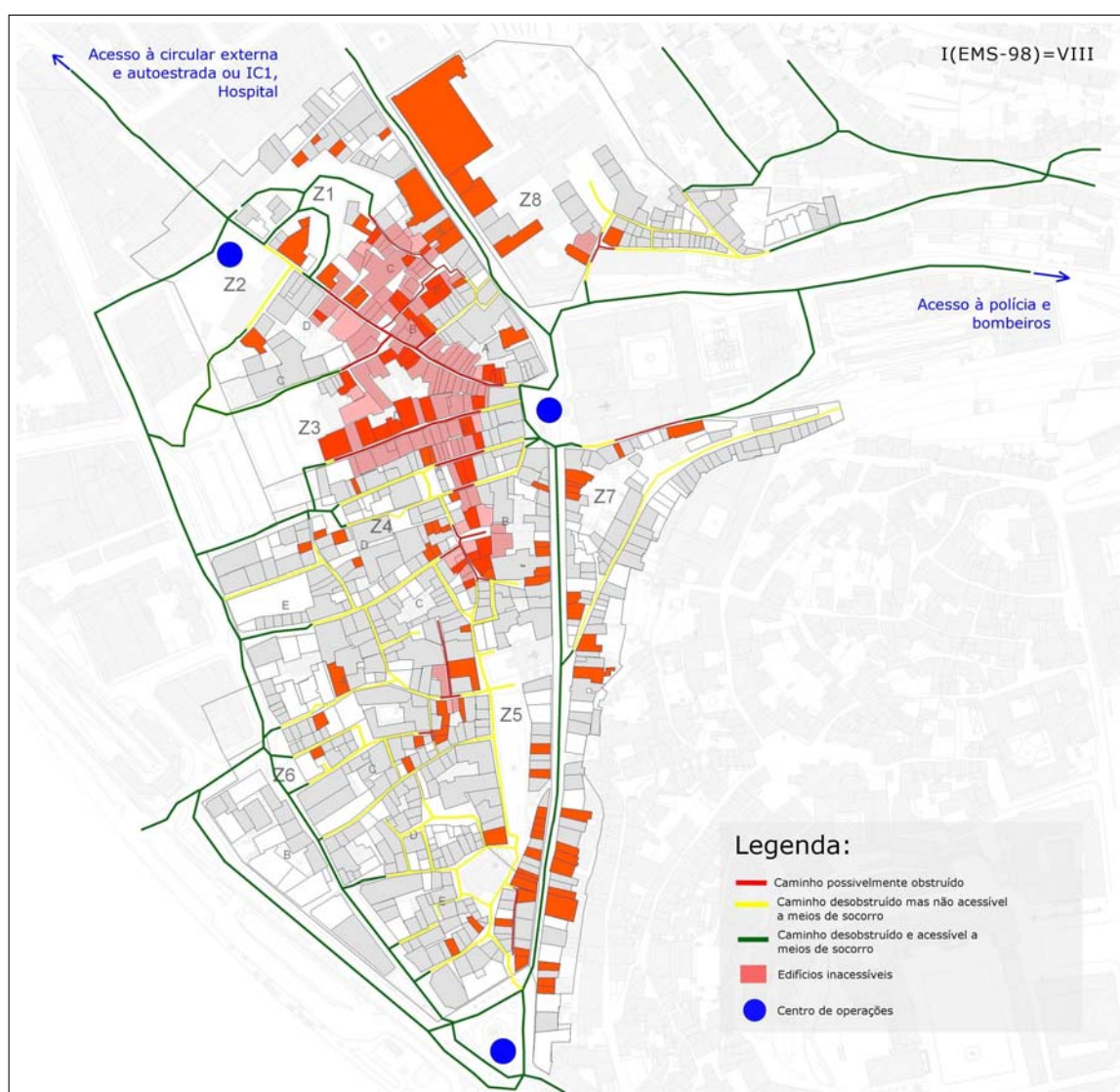


Figura 5.30: Definição de caminhos de evacuação para a Baixa de Coimbra



O conjunto utilizados na definição dos caminhos de evacuação apresentados na Figura 5.30, foram definidos entrando sempre em linha de conta com dois factores, por um lado, a simplicidade do seu traçado, e por outro, o rigor a que este tipo de ferramentas está obrigado. Assim, consideraram-se vias obstruídas aquelas que, não possuindo acessos alternativos, apresentavam pelo menos uma fachada com grau de dano igual ou superior a 3.5, a montante e a jusante do seu traçado. Estas vias encontram-se assinaladas a vermelho. Na Figura 5.30 foram ainda sombreados a vermelhos os edifícios que, por se encontram servidos exclusivamente por vias consideradas obstruídas, se prevê que possam ficar isolados.

Embora as restantes vias tenham sido consideradas nesta primeira triagem, desobstruídas, houve ainda necessidade de as distinguir e separar em duas categorias. Na primeira categoria foram integradas as vias desobstruídas que, obedecendo a uma largura mínima pré-estabelecida, conseguiam garantir a passagem das viaturas de socorro (ambulâncias e viaturas de bombeiros). A largura mínima recomendada para o efeito, e utilizada nesta dissertação, é de 4m. Na segunda categoria integraram-se as restantes vias, denominadas vias com circulação condicionada, para a quais apenas o acesso pedonal é garantido. As vias desobstruídas encontram-se assinaladas na Figura 5.30 a cor verde, e as vias com circulação condicionada, a cor amarela.

Finalmente, importa referir que a localização dos centros de operações foi seleccionada estrategicamente, segundo critérios de localização e acessibilidade. Procuraram-se zonas abertas, servidas por vias desobstruídas e com acesso privilegiado às principais artérias da cidade de Coimbra e a edifícios nevrálgicos (hospital, comandos de bombeiros, polícia, etc.).

## 5.5 Novos parâmetros de avaliação da vulnerabilidade

Embora o principal objectivo desta dissertação consista na avaliação da vulnerabilidade sísmica das paredes de fachada da Baixa de Coimbra através da aplicação dos 10 parâmetros apresentados e descritos, paralelamente interessava não só calibrar e validar esta metodologia, mas igualmente apresentar possíveis propostas de novos parâmetros.

Como já foi referido, o índice de vulnerabilidade apresentado resulta da soma ponderada de 10 parâmetros avaliados de forma perfeitamente independente, segundo a expressão 5.5. No entanto, pela observação de danos em edifícios de alvenaria e nas suas paredes fachadas, registados em eventos sísmicos recentes, e a sua associação à análise teórica do comportamento de fachadas, constata-se que a presença de certos elementos construtivos particulares influência largamente o seu comportamento estrutural.

De entre todos os elementos que poderiam ser considerados beneficiadores do comportamento das paredes de fachada à acção sísmica, listam-se os seguintes (ver Figura 5.31):

- i. Engrossamento das paredes na base;
- ii. Arcos de travamento;
- iii. Escadas exteriores;
- iv. Gigantes;
- v. Outros (consolidamento da alvenaria, etc.).



Figura 5.31: Exemplos de elementos beneficiadores do comportamento das fachadas

Assim, propõe-se a adição de um novo parâmetro P11, com o objectivo incluir na avaliação do índice de vulnerabilidade sísmica da fachada,  $I_{vf}$ , a presença de elementos que beneficiam o seu comportamento. Este parâmetro entraria como mais uma parcela na soma ponderada dada pela expressão 5.5 com um peso ( $p_i$ ) igual a 0.5.

$$Iv_{fachada}^* = \sum_{i=1}^n C_{vi} \times p_i \quad (5.5)$$

A Tabela 5.16 apresenta a definição deste novo parâmetro P11. à semelhança do que sucede para os restantes 10 parâmetros apresentados anteriormente, a classe de vulnerabilidade A vale 0 na definição do  $I_{vf}$ , e a classe de vulnerabilidade D, 45. Desta forma, para o caso em que se verifique a existência destes elementos beneficiadores do comportamento da fachada, este parâmetro P11 poderá assumir um peso positivo na média ponderada do  $I_{vf}$  (Classe A), ou negativo, caso não se verifique a existência de nenhum destes elementos.

Tabela 5.16: Definição do parâmetro P11: Elementos beneficiadores do comportamento da fachada

Parâmetro P11	
Existência de elementos beneficiadores do comportamento da fachada (gigantes, engrossamentos das paredes na base, escadas exteriores, arcos de travamento, consolidamento da alvenaria, etc.)	
Não Verificada	Verificada
<b>D</b>	<b>A</b>

Ainda na definição de novos parâmetros que possam contribuir para uma definição mais rigorosa da vulnerabilidade das paredes de fachada, foi detectada a necessidade de criar um parâmetro que entrasse em linha de conta com a interacção entre edifícios contíguos. Como é reconhecido, esta interacção é extremamente importante na resposta dos edifícios e particularmente das suas fachadas, e em muitos casos é responsável por danos registados. Por esta razão, é importante perceber como se desenvolve o denominado “*efeito de pounding*” entre edifícios contíguos, quais as características particulares de um edifício que podem aumentar ou diminuir a propensão à sua ocorrência, e principalmente, à extensão dos danos resultantes desse efeito.

Uma vez mais, pela observação de documentação fotográfica obtida em locais onde ocorreram sismos recentes, foi possível confirmar que o desenvolvimento deste fenómeno, e particularmente as zonas em que o dano se concentra preferencialmente, está directamente relacionada, não só com a diferença de altura entre os vários edifícios contíguos, mas também

pela sua consequente diferença de rigidez, bem como pelo desalinhamento em altura dos pisos entre edifícios (agravado muitas vezes por intervenções de substituição de estruturas de pavimento em madeira por estruturas em betão) ou pela sua posição no seio de um agregado ou banda de edifícios. Na Figura 5.32, onde se apresentam algumas imagens de edifícios que sofreram este fenómeno, procurar-se-á apresentar os critérios utilizados na definição deste novo parâmetro P12.



Figura 5.32: Danos registados em fachadas por “efeito de pounding” entre edifícios

Pela observação da figura 5.32, constata-se que no choque entre edifícios contíguos de alturas diferentes, uma das zonas onde se concentra a maior parte do dano é precisamente no topo do edifício mais baixo. Os danos ocorrem tendencialmente no edifício, ou na fachada, que apresentar características mecânicas mais fracas na zona de impacto. Surge desta forma um novo parâmetro, P12: “*Efeito de pounding*” em fachadas, definido através da Figura 5.33 e da Tabela 5.17;

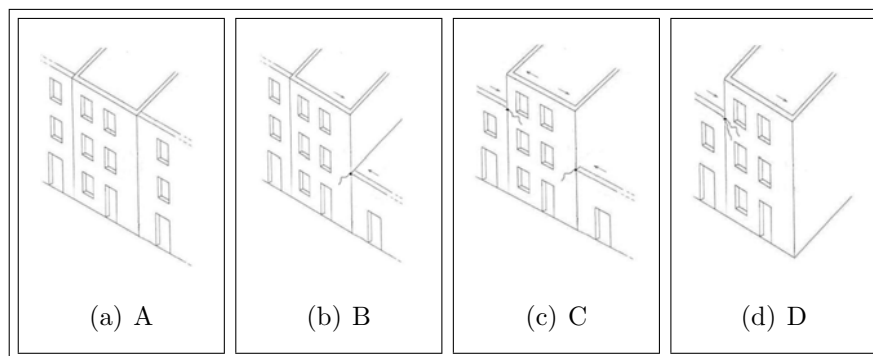


Figura 5.33: Definição de classes para o parâmetro P11: “*Efeito de pounding*”

Tabela 5.17: Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P12.

Parâmetro P12	
<b>A</b>	Edifício em banda, contíguo a outros dois de altura semelhante a este (ver Figura 5.33 (a))
<b>B</b>	Edifício em banda, localizado no interior desta e contíguo a outros dois. Um dos edifícios contíguos apresenta uma altura semelhante à do edifício em análise, enquanto o outro apresenta uma altura superior (ver Figura 5.33 (b))
<b>C</b>	Edifício em banda, localizado no interior desta e contíguo a outros dois com alturas superiores à do edifício em análise (ver Figura 5.33 (c))
<b>D</b>	Edifício posicionado na extremidade de uma banda de edifícios ou na zona limite de um agregado de edifícios (ver Figura 5.33 (d))

Este parâmetro P12 entraria na avaliação do  $I_{vf}$  de forma semelhante ao que acontecia para os dez primeiros parâmetros, segundo a expressão 5.5, com um peso  $pi$  de 0.5.

Finalmente, outro aspecto que seria fundamental considerar na avaliação do  $I_v$  está relacionado com a massa da estrutura dos pisos e o seu consequente contributo na resposta da estrutura a solicitações horizontais. Para o tipo de edifícios abordados neste trabalho, edifícios de alvenaria com estruturas de pavimento em madeira, este fenómeno não seria à partida motivo de grande preocupação, precisamente pela reduzida massa destas estruturas de pavimento. No entanto, é relativamente frequente encontrar edifícios, que através de intervenções erróneas, viram as suas estruturas de pavimento originais serem substituídas por lajes de betão, provocando não só um acréscimo de massa, mas principalmente induzindo enormes esforços de corte às fachadas para solicitações horizontais. Este fenómeno é, só por si, muitas vezes responsável pelo colapso total das paredes de fachada.

A Figura 5.34 apresenta dois exemplos de edifícios que sofreram colapso por alteração das características das suas estruturas de pavimento.



Figura 5.34: Danos registados em fachada por impulsos das estruturas de pavimento

Este novo parâmetro, P13: Tipo de estrutura do pavimento, entra no cálculo final do  $I_{vf}$  com um peso de 0.5, ( $p_i$ ), apresentando no entanto, ao contrário do que acontece com a maioria dos restantes parâmetros, apenas duas classes de vulnerabilidade, a classe A e a classe D. A classe A será apropriada para edifícios que mantenham as suas estruturas de pavimento originais, em madeira. A classe D será usada para avaliar edifícios que tenham sofrido intervenções de substituição da sua estrutura de pavimento para uma estrutura de elevada massa, em betão. Na Tabela 5.18 apresentam-se os critérios de definição da classe de vulnerabilidade do parâmetro P13;

Tabela 5.18: Definição do parâmetro P13: Tipo de estrutura do pavimento

Parâmetro P13	
Tipo de estrutura do pavimento	
Em madeira ou outro material de massa reduzida (estrutura original)	Em betão ou outro material de elevada massa (estrutura alterada)
<b>A</b>	<b>D</b>

Embora estes três novos parâmetros não tenham sido considerados na avaliação de vulnerabilidade realizada nesta dissertação, espera-se que estes possam ser introduzidos e utilizados em futuras aplicações desta metodologia, e que essa introdução contribua para a melhoria e detalhe da mesma, no intuito de conseguir uma avaliação cada vez mais rigorosa da vulnerabilidade sísmica das fachadas em edifícios de alvenaria.

## 5.6 Comentários Finais

Os resultados obtidos pela aplicação do índice de vulnerabilidade sísmica de fachadas, à Baixa de Coimbra, permitem-nos perceber e caracterizar com rigor as características geométricas, construtivas e de conservação das fachadas avaliadas. A integração desses resultados numa plataforma SIG, permite-nos a criação de cenários de vulnerabilidade, identificando claramente as áreas onde existe maior concentração de fachadas com índice de vulnerabilidade sísmica mais elevado. De forma simples permite-nos ainda fazer uma distribuição paramétrica, através da qual é possível identificar, nomeadamente, as zonas mais degradadas da área em estudo.

O desenvolvimento e calibração uma função de vulnerabilidade foi outro dos resultados interessantes, permitindo, não só fazer estimativas de dano em fachadas para diferentes intensidades, mas igualmente construir mapas de dano. Estes mapas são ferramentas importantes no apoio às estratégias de mitigação e gestão do risco sísmico. Exemplo de uma dessas ferramentas é o mapa apresentado na secção 5.4, onde foram traçados possíveis caminhos de evacuação para a Baixa da cidade de Coimbra.



## Capítulo 6

### Implementação e aplicação de um modelo mecânico

---

---

## **Capítulo 6 - Implementação e aplicação de um modelo mecânico**

### 6.1 Enquadramento

### 6.2 Identificação do mecanismo colapso condicionante

### 6.3 Formulação do mecanismo do tipo A

#### 6.3.1 Descrição do modelo geométrico

#### 6.3.2 Formulação da força total de cisalhamento ao longo de uma fenda vertical

### 6.4 Aplicação do modelo mecânico às fachadas

#### 6.4.1 Confronto de metodologias: Índice de Vulnerabilidade e Modelo Mecânico

### 6.5 Comentários Finais

## 6 Implementação e aplicação de um modelo mecânico

### 6.1 Enquadramento

A avaliação da vulnerabilidade sísmica, como foi referido no Capítulo 4 desta dissertação, pode ser verificada através de diferentes metodologias, com diferentes níveis de detalhe. Cada uma destas metodologias tem um determinado nível de detalhe associado à definição da capacidade da estrutura ou à forma como é caracterizada a acção. Na sua essência, os métodos mecânicos são interessantes pela sua simplicidade e racionalidade, apresentando-se como uma alternativa a outras análises mais complexas como as análises não-lineares dinâmicas [2].

A necessidade de desenvolver métodos de avaliação da vulnerabilidade rigorosos, mas simultaneamente de fácil e alargada aplicação, levou a que nos últimos 20 anos tenha surgido uma área de investigação específica, focada no comportamento das estruturas de alvenaria em centros históricos [45]. Uma das aproximações desenvolvidas, consiste na identificação de possíveis mecanismos de colapso e no cálculo dos factores de carga de colapso associados a esses mecanismos, tendo por base a teoria dos estados limite [22]. Esta teoria aplicada às estruturas de alvenaria, foi inicialmente formulada por Heyman [46], que as descreveu como sendo regidas por um mecanismo de corpo rígido com restrições monolaterais, excluindo a possibilidade de fenómenos de escorregamento ao longo das ligações entre elementos. A influência do atrito lateral na capacidade resistente das estruturas de alvenaria, só foi introduzida mais tarde por Livesley [47].

A aplicação deste tipo de análise de estados limite, requer a formulação prévia de todos os mecanismos de colapso possíveis de se desenvolver na estrutura em análise, seguida da identificação daquele que tem associado o menor factor de carga de colapso. Este factor de carga de colapso pode ainda ser calculado através de duas abordagens distintas: estática e cinemática. A primeira, permite avaliar o factor de carga através de uma acção estática horizontal, proporcional às cargas verticais, produzindo o colapso em torno de um eixo de rotação pré-definido. O factor de carga última é representada, para este caso, pelo maior valor de carga horizontal que garante o equilíbrio. Quanto à abordagem cinética, esta con-

sidera um factor de carga última, relativo a alguns mecanismos de colapso pré-estabelecidos a ser calculados, de acordo com os quais, o trabalho total de todas as forças a actuar no sistema tem de ser igual a zero. Segundo este critério, os mecanismos de colapso poderão ser ordenados segundo o valores dos factores de carga a eles associados, sendo que, o mecanismo de colapso com maior probabilidade de ocorrência, é aquele que apresenta o factor de carga mais baixo.

A análise de estados limite aplicada à avaliação da vulnerabilidade sísmica de fachadas, pressupõe as seguintes hipóteses [22]:

- As cargas gravíticas e as forças horizontais equivalentes são aplicadas no centro de gravidade da parede em análise, e são expressas em função da constante gravitacional;
- Os mecanismos de colapso são definidos como sistemas de corpo-rígido;
- Os deslocamentos na rotura são considerados demasiado pequenos para afectar significativamente a geometria inicial;
- Assume-se que a alvenaria tem resistência nula, à tracção, mas muito elevada à compressão;
- A rotura ocorre lentamente e em equilíbrio, tal que a diferença entre o trabalho realizado pelas forças externas e o que é realizado internamente, permanece constante.

Estudos de vulnerabilidade de edifícios de alvenaria, levados a cabo por Sinha [48] em 1978, Spence *et al.* [49] em 1992, Giuffrè [45] em 1993, e Speranza [22] em 2003, sublinharam a validade desta teoria dos estados limite, para este campo de investigação em particular.

Assim, o que se pretende com este capítulo é aplicar a formulação de um dos mecanismos de colapso, desenvolvido por Speranza [22] em 2003, a alguns dos edifícios analisados na Baixa de Coimbra, e fazer o confronto entre estes resultados e os apresentados no Capítulo 5. Este confronto, permitir-nos-á não só, validar a metodologia do índice de vulnerabilidade da fachada, mas também fazer uma calibração dos pesos dados a cada um dos 10 parâmetros que compõem o índice de vulnerabilidade da fachada,  $I_{vf}$ .

## 6.2 Identificação do mecanismo colapso condicionante

Do conjunto de mecanismos de dano ou colapso que se podem desenvolver durante a ocorrência de um sismo (ver Anexo I), a rotação global da fachada para fora do seu plano (*Global Overturning*) é sem dúvida um dos mais comuns, sendo sobretudo condicionado pelo grau de ligação entre a fachada e as paredes ortogonais [22].

A falta de ligação entre estas paredes é um problema típico nos edifícios dos centros históricos, onde o processo diacrónico da construção é responsável por uma grande heterogeneidade ao nível da qualidade das construções. Por esta razão, edifícios adjacentes, construídos no mesmo período, apresentam boas condições de ligação entre si (Figura 6.1, tipo A), a ligação entre as fachada e as paredes ortogonais em edifícios construídos nos espaços deixados entre dois já edificadas, é muito fraca ou inexistente (Figura 6.1, tipo C) [22].

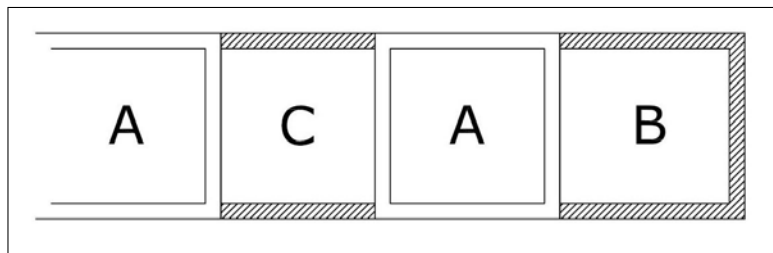


Figura 6.1: Processo diacrónico da construção de edifícios em centros históricos [22]

Observações de danos pós-sismo, vieram provar que o grau de ligação entre as paredes de fachada e as paredes laterais, altera consideravelmente o padrão de fissuração e o mecanismo de colapso a ele associado. Nos casos em que essa ligação é fraca, ou inexistente, a fachada tende a sofrer uma rotação global, em torno de um eixo situado na sua base, sem qualquer envolvimento das paredes laterais (Anexo I - Mecanismo do tipo A). Quando se considera que existe ligação entre a parede de fachada e as paredes laterais, poderá verificar-se a participação destas últimas no mecanismo de colapso (Anexo I - Mecanismo do tipo B). Cada um destes dois mecanismos de colapso apresenta um padrão de dano distinto, sendo o primeiro caracterizado pela abertura de uma fenda vertical na zona de ligação entre as duas paredes (parede de fachada e paredes meias), ao longo de toda a altura da fachada, apresentando maior amplitude ao nível dos andares superiores. O segundo, é caracterizado por uma fenda inclinada com igual localização.

Como foi referido, seria desejável a consideração de todos os mecanismos de dano possíveis de se desenvolver numa determinada parede em análise. No entanto, devido às características das fachadas da Baixa de Coimbra, nomeadamente das propriedades de eficiência das suas ligações, concluiu-se que o mecanismo do tipo A é o mais condicionante, apresentando uma probabilidade de ocorrência superior à dos restantes mecanismos.

### 6.3 Formulação do mecanismo do tipo A

O mecanismo do tipo A refere-se à rotação global da parede de fachada, segundo uma charneira localizada na sua base, sem o contributo das paredes laterais. Desenvolve-se quando não existe qualquer ligação entre a fachada e as paredes laterais, ou quando essa ligação é muito fraca tendo em conta a dimensão dos elementos a ligar.

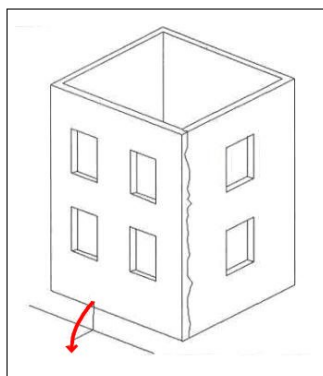


Figura 6.2: Rotação da fachada

Embora seja menos vulgar, este mecanismo pode também ocorrer de uma forma parcial. Para estes casos, o eixo de rotação deixa de estar localizado na base da parede, e passa a localizar-se na base da área da fachada que sofre a rotação. Na sua forma geral, a formulação analítica desenvolvida por Speranza [22], aplicava-se a qualquer um dos  $N$  pisos de um edifício, com o referido eixo horizontal de rotação situado na base desse piso.

A Figura 6.3 apresenta os parâmetros geométricos e o centro de massa para as cargas verticais e horizontais, que actuam na formulação do mecanismo do tipo A:

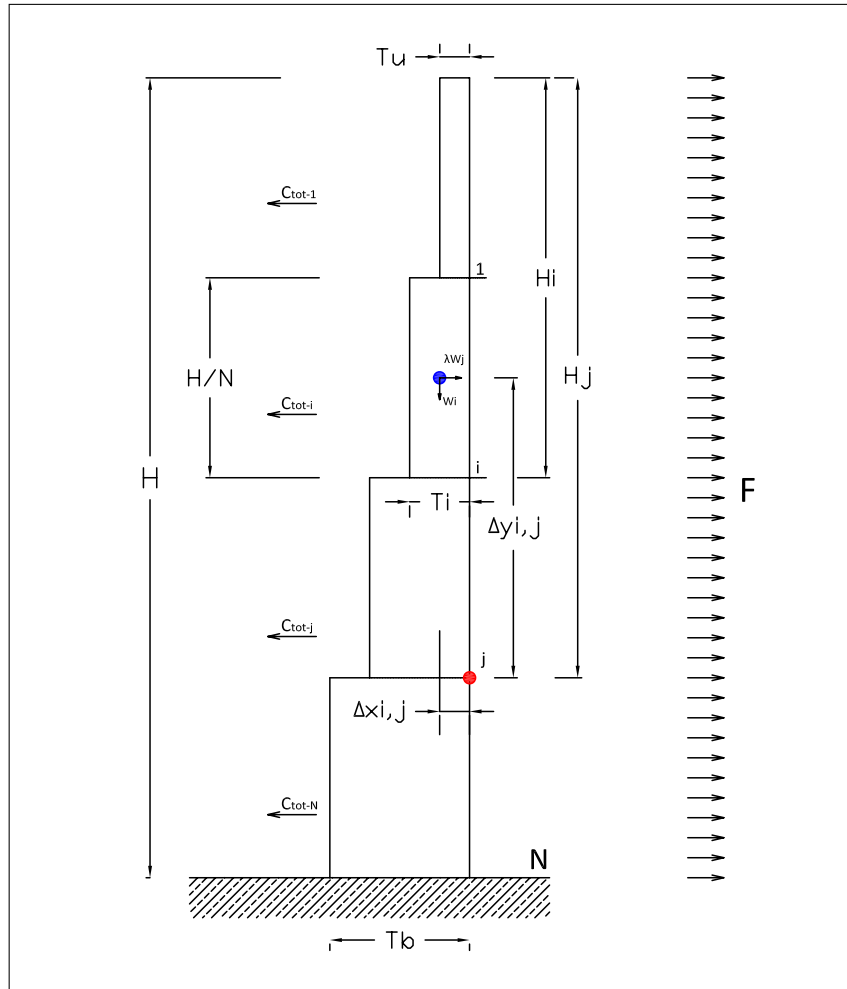


Figura 6.3: Parede vertical livre: parâmetros geométricos e cargas actuantes [22]

O equilíbrio rotacional de um piso genérico  $i$ , em torno de um eixo genérico  $j$ , localizado num piso inferior ( $j > i$ ), produz o seguinte momento:

$$M_{i,j} = W_i \cdot \Delta x_{i,j} - \lambda \cdot W_i \cdot \Delta y_{i,j} \quad (Kg \cdot m) \quad (6.1)$$

em que  $W_i$  é o peso em  $Kg$  da parcela de alvenaria considerada e  $\lambda$ , o factor sísmico definido pelas expressões (6.4) e (6.5).

O braço horizontal,  $\Delta x_{i,j}$ , e o braço vertical,  $\Delta y_{i,j}$ , do momento são dados por:

$$\Delta x_{i,j} = \frac{T_i}{2} \text{ (m)} \quad ; \quad \Delta y_{i,j} = H_j - \left( H_i - \frac{H}{2N} \right) \text{ (m)}; \quad (6.2)$$

Para este mecanismo do tipo A, o somatório dos momentos,  $M_{i,j}$ , em relação a todos os pisos abaixo do nível  $j$ , em relação ao eixo de rotação  $j$ , é pela expressão (6.3):

$$\sum_{i=1}^j M_{i,j} = \sum_{i=1}^j (W_j \cdot \Delta x_{i,j}) - \sum_{i=1}^j (\lambda \cdot W_i \cdot \Delta y_{i,j}) \text{ (Kg} \cdot \text{m)} \quad (6.3)$$

Reescrevendo então a expressão (6.3), em ordem a  $\lambda$ , conclui-se que o factor sísmico,  $\lambda$ , para o mecanismo do tipo A, em relação a um eixo de rotação genérico  $j$  (com  $1 \leq j \leq N$ ), distribuído ao longo da altura  $H$  da parede, é dado por:

$$\lambda_{(0),j} = \frac{\sum_{i=1}^j (W_j \cdot \Delta x_{i,j})}{\sum_{i=1}^j (W_i \cdot \Delta y_{i,j})} \quad (6.4)$$

A expressão (6.4), não considera qualquer força de restrição exercida pelas ligações entre a fachada e as paredes ortogonais, e por isso, a formulação da expressão (6.3) é aplicável apenas em fachadas com uma ligação muito fraca, ou inexistente, às paredes ortogonais.

No entanto, nos casos em que estas ligações são consideradas efectivas, poderá considerar-se uma força de corte  $C'_{tot}$ , que contraria a rotação da fachada, ao longo das zonas de ligação vertical efectiva. Nesse caso, o novo facto de carga será dado por:

$$\lambda_{(0),j} = \frac{\left[ \sum_{i=1}^j (W_j \cdot \Delta x_{i,j}) \right] + (\varepsilon + \beta) \cdot \left( C'_{tot-j} \cdot \frac{H_j}{3} \right)}{\sum_{i=1}^j (W_i \cdot \Delta y_{i,j})} \quad (6.5)$$

onde:

$\varepsilon$  : é o número de paredes consideradas ortogonais à parede de fachada em análise;

$\beta$  : é o número de paredes internas ortogonais à parede de fachada, que se encontram efectivamente ancoradas a esta;



$C_{tot-j}$  : é a força de cisalhamento total que se desenvolve ao longo da fissura vertical de comprimento  $H_j$ , segundo o formulado na equação (6.7) e (6.8), e aplicado a 1/3 dessa altura. Esta formulação aplica-se a todas as paredes ortogonais consideradas ( $\varepsilon + \beta$ ), caracterizadas pela correcta ligação que apresentam à parede de fachada.

### 6.3.1 Descrição do modelo geométrico

O modelo geométrico utilizado na formulação do mecanismo do tipo A, assume que a parede de fachada é inteiramente composta por blocos regulares de alvenaria, de dimensões  $l \times h \times b$  (ver Figura 6.4), assentes com a sua maior dimensão paralela ao desenvolvimento da parede. Se a constante,  $s$ , que mede o comprimento de sobreposição dos blocos de alvenaria, for considerada igual a metade do comprimento desses blocos, o aparelho da alvenaria assume a configuração apresentada na Figura 6.5 [22]:

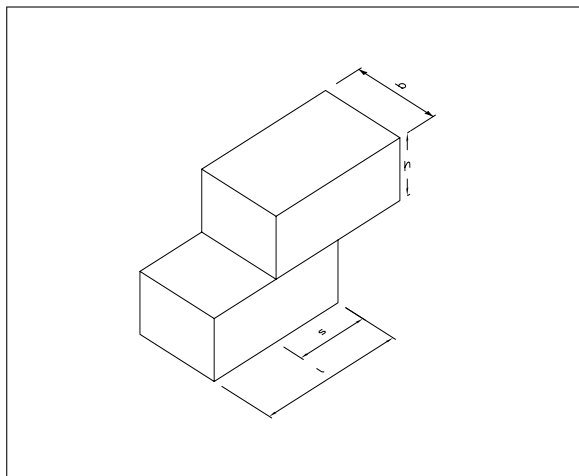


Figura 6.4: Caracterização geométrica dos blocos de alvenaria

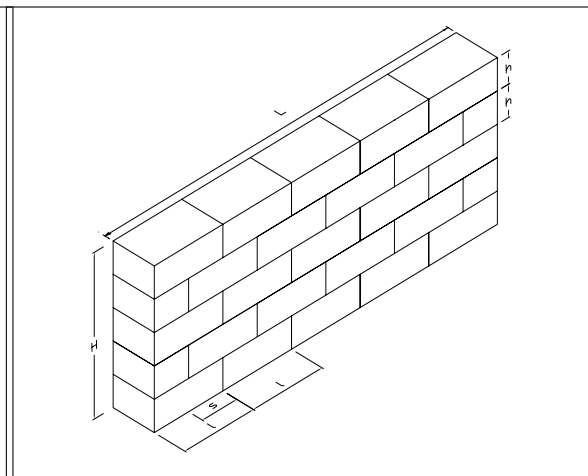


Figura 6.5: Modelo da parede de alvenaria

O peso,  $w$ , de um bloco de alvenaria genérico é dado por:

$$w = l \cdot h \cdot b \cdot \gamma \text{ (Kg)} \quad (6.6)$$

onde  $\gamma$  representa o peso volúmico da alvenaria  $\text{Kg/m}^3$ .

### 6.3.2 Formulação da força total de cisalhamento ao longo de uma fenda vertical

Assume-se nesta formulação que um bloco genérico de alvenaria se encontra sujeito: ao seu peso próprio, a um conjunto de forças externas e ao atrito entre superfícies em contacto, de acordo com a teoria de atrito de Coulomb [46]. A presença do atrito confere à alvenaria resistência a acções de corte no seu plano.

De acordo com a Figura 6.6 e a Figura 6.7, assumindo uma fissura linear e vertical, a força de corte pode ser formulada do seguinte modo [50].

Se  $n$  for o número total de fiadas de alvenaria que formam uma parede de altura  $H$ ,  $F$ , a força horizontal distribuída ao longo dessa altura, a força de corte máxima,  $C_i$ , que se desenvolve numa camada genérica  $i$  é dada por:

$$C_i = (h_i \cdot s \cdot b \cdot \gamma) \cdot f \quad (6.7)$$

onde  $h_i$  é a altura da parede acima da  $i$ -ésima secção, e  $f$ , o coeficiente de atrito.

O valor de  $C_i$ , calculado para cada interface entre cada fiada de alvenaria, é por isso função de  $h_i$  e do peso de parede acima da fiada considerada [22].

A Força total de corte ( $C_{tot}$ ) para uma parede de altura,  $h_i$ , e um número de fiadas,  $n$ , conhecido, pode ser obtida através da expressão seguinte:

$$C_{tot} = \sum_{i=1}^n C_i = \sum_{i=1}^n (h_i \cdot s \cdot b \cdot \gamma) \cdot f \quad (6.8)$$

A equação (6.8) assume que as dimensões dos blocos ( $l \times h \times b$ ) e o seu comprimento de sobreposição,  $s$ , são constantes, pelo menos ao longo de cada uma fiadas de alvenaria. A expressão mostra que a força de corte associada a cada fiada depende do comprimento de sobreposição entre blocos e este, por sua vez, da dimensão dos próprios blocos [22].

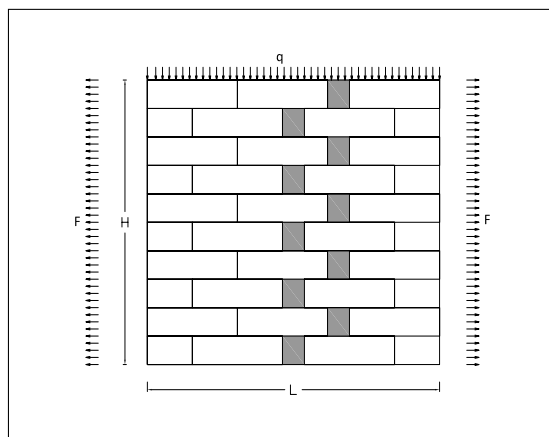


Figura 6.6: Identificação da linha de abertura vertical

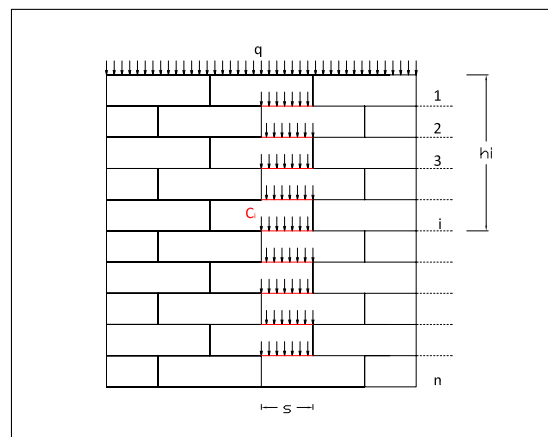


Figura 6.7: Identificação das forças actuantes

## 6.4 Aplicação do modelo mecânico às fachadas

Nesta secção, pretende-se apresentar os resultados da aplicação do modelo mecânico a algumas fachadas previamente avaliadas através da metodologia do índice de vulnerabilidade das fachadas apresentado no Capítulo 5, e fazer o confronto entre os resultados obtidos por cada um dos métodos. Em função das suas características geométricas e da sua representatividade no conjunto total das fachadas avaliadas, seleccionaram-se 11. Embora o mecanismo do tipo A seja o mais representativo para o caso das fachadas estudadas, na sua formulação, não entra em linha de conta com alguns parâmetros que o índice de vulnerabilidade de fachadas avalia de uma forma directa, tais como: o desalinhamento de aberturas (P4), a qualidade dos materiais (P5), o estado de conservação (P6), a ligação aos diafragmas horizontais e cobertura (P8), a existência de impulsos da cobertura (P9) e a presença de elementos ligados à fachada (P10). Assim, um dos critérios de selecção das fachadas para as quais seria aplicado o modelo mecânico, e especificamente a formulação do mecanismo do tipo A, foi a proximidade entre o valor obtido para cada um destes parâmetros e o valor médio apresentado por esse mesmo parâmetro no conjunto total das fachadas avaliadas.

A Tabela 6.1 apresenta o valor médio obtido para cada um dos referidos parâmetros, por aplicação do índice de vulnerabilidade da fachada às 330 fachadas analisadas de forma detalhada no Capítulo 5:

Uma vez que a formulação deste mecanismo do tipo A, só é sensível às características da

Tabela 6.1: Valor médio dos parâmetros não considerados directamente na formulação do mecanismo de colapso A

Parâmetro $\overline{P4}$	Parâmetro $\overline{P5}$	Parâmetro $\overline{P6}$	Parâmetro $\overline{P8}$	Parâmetro $\overline{P9}$	Parâmetro $\overline{P10}$
18.10	17.59	10.81	18.29	16.24	19.77

fachada que influenciam de forma directa o seu peso e o grau de ligação às paredes ortogonais, os resultados obtidos no cálculo do  $\bar{I}_{vf}$  para os parâmetros P1, P2 e P3 foram desprezados nesta selecção.

A chave desta avaliação, e do confronto dos resultados obtidos por cada um dos dois métodos, residiu na forma como foi considerado o grau de ligação entre as paredes de fachada e as paredes ortogonais. Embora este grau de ligação fosse muito fraco, para o conjunto das fachadas analisadas, não poderia ser desprezado, sob pena de se obterem factores de colapso muito abaixo do reais.

Analisando a expressão (6.5) verifica-se que o valor do factor de carga de colapso,  $\lambda_{(0),j}$ , é directamente influenciado pelo valor da força total de cisalhamento,  $C_{tot}$ , dada pela expressão (6.8), e que esta última, resulta do somatório de um produto de cinco constantes distintas: a altura da parede acima de uma fiada *i-ésima*,  $h_i$ ; o comprimento de sobreposição entre os blocos,  $s$ ; a espessura dos blocos,  $b$ ; o peso volúmico da alvenaria,  $\gamma$ ; e finalmente, o coeficiente de atrito,  $f$ . Como referido no Capítulo 3, as fachadas da Baixa de Coimbra são compostas por alvenarias muito irregulares em qualidade e assentamento, sendo impossível de definir, não só as dimensões dos seus blocos, mas igualmente, o número de fiadas que formam a parede e o seu alinhamento. Assim, optou-se pela atribuição valores genéricos às constantes  $h_i$ ,  $s$  e  $b$ , ficando toda a incerteza associada ao cálculo da força total de cisalhamento,  $C_{tot}$ , concentrada no coeficiente de atrito  $f$ .

Diversos autores, têm apresentado diferentes propostas para o valor deste coeficiente de atrito em paredes de alvenaria. Speranza [22], em 2003, na aplicação dos seus modelos ao centro histórico de Nocera Umbra, em Itália, fez variar o valor deste coeficiente entre 0.45, associado a alvenarias de boa qualidade e aparelho, e 0.3, associado a alvenaria de qualidade

média e aparelho irregular. Esta gama de valores foi estimada em função da rugosidade de da regularidade dos blocos de alvenaria, assumindo como referência os valores obtidos experimentalmente por Ceradini [51] e [52]. Comparando de forma directa a qualidade do aparelho e da alvenaria encontrada na Baixa Coimbra, com os casos citados, constata-se que, o aparelho é muito mais irregular em termos morfológicos e qualidade da alvenaria, apresentando grandes quantidades de argamassa na ligação entre as pedras. Assim, tendo consciência do enorme grau de incerteza associado à atribuição de um valor para este coeficiente de atrito,  $f$ , para a alvenaria em causa, optou-se pela adopção do valor de 0.2 como valor representativo para a alvenaria da Baixa de Coimbra. No entanto, e uma vez que a validação pretendida devia necessariamente de ser bilateral, este valor permaneceria sempre em aberto em função da validade dos resultados obtidos. Ressalve-se ainda o facto de que a atribuição deste valor, numa avaliação mais precisa, teria necessariamente de ser realizada em função das características particulares de cada uma das alvenarias avaliados.

#### 6.4.1 Confronto de metodologias: Índice de Vulnerabilidade e Modelo Mecânico

O confronto de resultados entre a metodologia do índice de vulnerabilidade da fachada e o modelo mecânico apresentado, foi realizado através da construção de um gráfico que relacionava os valores obtidos por cada uma das metodologias, através de uma zona de correlação válida. Assim, os pontos que se situassem no interior dessa zona eram considerados “casos validados”, os restantes, caso se encontrassem muito distantes dos limites desta, poderiam indiciar que algum dos pesos atribuídos aos dez parâmetros de avaliação do  $I_{vf}$ , poderá estar desajustado e necessitaria de ser redefinido.

A definição dos limites de plausibilidade da validação, foi obtida de forma simples: atribuíram-se duas dimensões genéricas  $H$  e  $B$ , respectivamente, para a altura e a largura da parede de fachada, e determinou-se o valor máximo, e mínimo, da espessura da parede,  $s$ , que conduzia à atribuição de classe de vulnerabilidade A e D na avaliação do parâmetro P2 (Esbelteza máxima), segundo a metodologia do índice de vulnerabilidade da fachada. Os restantes parâmetros entraram com os seus valores médios, e calculou-se o valor do índice de vulnerabilidade para cada um dos casos. Estes dois valores representam os limites horizontais da

zona de validação. Aplicando de seguida o modelo mecânica às mesmas fachadas, para cada uma das diferentes espessuras limite, obtiveram-se dois valores para a carga de colapso,  $\lambda$ , um valor máximo e um mínimo, correspondentes aos limites superior e inferior da zona de validação. A Tabela 6.2 apresenta os valores obtidos para cada um dos casos limite:

Tabela 6.2: Limites da zona de validação entre metodologias

$s \text{ (m)}$	$I_{vf}$	$\lambda$
<b>0.75</b>	27.3	0.19
<b>0.30</b>	35.5	0.12

$\uparrow$                        $\uparrow$   
 Limites horizontais    Limites verticais

Finalmente, aplicou-se o modelo mecânico às 11 fachadas seleccionadas e confrontaram-se os resultados obtidos através de cada um dos dois métodos, como se ilustra na Figura 6.8.

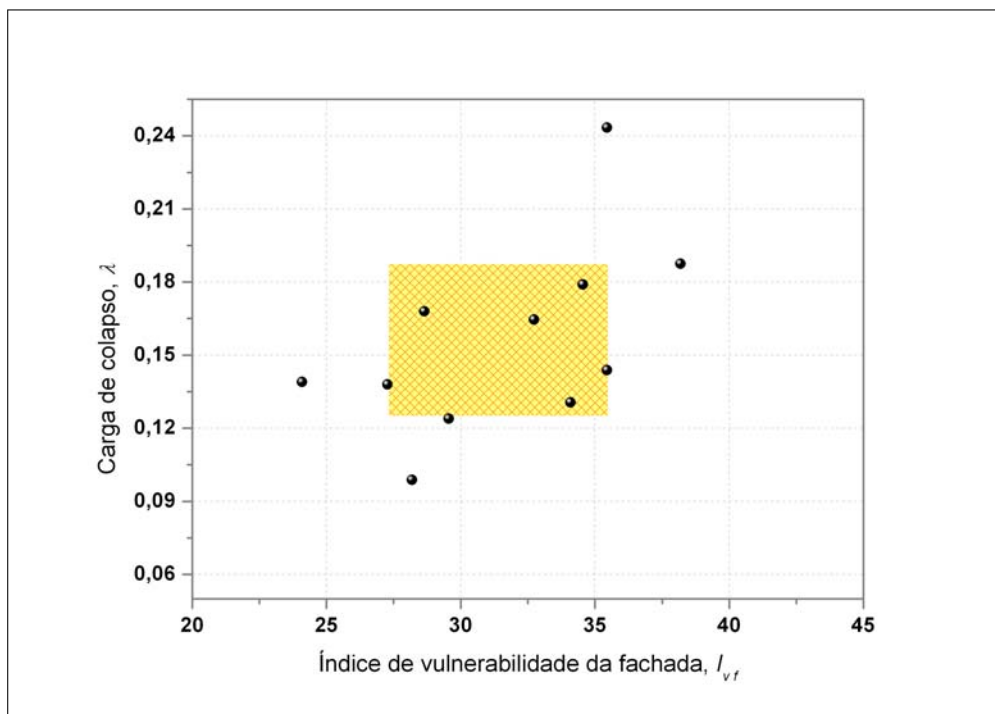


Figura 6.8: Confronto de resultados entre metodologias

Como se conclui pela análise do gráfico apresentado na Figura 6.8, a correspondência de resultados entre as duas metodologias apresenta uma correlação muito boa. Mais de 60% dos pontos encontram-se no interior da zona de validação, sendo que, dos restantes 40%, metade encontram-se ainda alinhados com esta.

Os dois pontos que se encontram alinhados com a zona de validação, mas ainda assim fora desta, podem significar que eventualmente alguns dos pesos atribuídos aos parâmetros de avaliação do índice de vulnerabilidade da fachada se encontram ligeiramente desajustados. No entanto, uma vez que a diferença máxima entre a validação e a não validação para estes dois casos é de cerca de 4% na avaliação do índice de vulnerabilidade da fachada, podem ser considerados validados.

## 6.5 Comentários Finais

A correspondência entre os valores obtidos pela metodologia de avaliação da vulnerabilidade das paredes de fachada, apresentado nesta dissertação, e os modelos mecânicos analisados, permite-nos afirmar que embora na sua génese estes dois métodos sejam distintos, produzem resultados muito próximos.

Como conclusão, importa afirmar que: i) embora sejam dois métodos de avaliação simplificada, reproduzem de uma forma bastante efectiva a realidade e que, como ficou comprovado por esta análise, se validam bilateralmente; ii) estes resultados deverão, no entanto, ser analisados de forma cautelosa, uma vez que o ajuste entre esta metodologia mecanicista e o índice de vulnerabilidade de fachadas, é condicionado pela elevada incerteza associada, quer à determinação das classes de vulnerabilidade utilizadas na formulação do  $I_{vf}$ , quer ao factor de atrito,  $f$ , utilizado no cálculo da força total de cisalhamento,  $C_i$ , sendo que a alteração de qualquer um destes dois factores poderá conduzir a alterações, positivas ou negativas, nos resultados.

## Capítulo 7

### Estratégias de melhoria do comportamento sísmico das fachadas

---



---

## **Capítulo 7 - Estratégias de melhoria do comportamento sísmico das fachadas**

### 7.1 Enquadramento

### 7.2 Planeamento e preparação de uma intervenção

### 7.3 Intervenções locais de consolidação e reforço

#### 7.3.1 Injecções de caldas ou resinas

#### 7.3.2 Substituição do material degradado

#### 7.3.3 Gateamento de fendas

#### 7.3.4 Refechamento de juntas

#### 7.3.5 Reforço com materiais compósitos FRP

#### 7.3.6 Pregagens

##### 7.3.6.1 Pregagens generalizadas

##### 7.3.6.2 Pregagens transversais

##### 7.3.6.3 Pregagens “costura”

#### 7.3.7 Rebocos armados

#### 7.3.8 Tirantes

### 7.4 Comentários Finais

## 7 Estratégias de melhoria do comportamento sísmico das fachadas

### 7.1 Enquadramento

Neste capítulo, pretende fazer-se a apresentação de um conjunto técnicas de intervenção que levam à minimização da vulnerabilidade sísmica das paredes de fachada. Como tem sido referido ao longo dos capítulos anteriores, as paredes de fachada da Baixa de Coimbra, são caracterizadas por uma qualidade média a baixa da sua alvenaria e pela falta, ou deficiente, ligação entre estas e as paredes ortogonais e estruturas de pavimento. Sendo estas características factores extremamente importantes no desempenho das fachadas perante uma solicitação sísmica, a implementação de intervenções de reforço que permitissem suprimir, ou pelo menos atenuar, algumas destas deficiências, teriam um papel extremamente importante no decréscimo da vulnerabilidade sísmica.

A análise do parâmetro que mede o estado de conservação das fachadas (P6, ver Anexo II), revelou que cerca de 35% do total do conjunto, apresenta um índice de conservação médio a baixo. Se para algumas fachadas, este resultado se encontra associado à observação de pequenas patologias localizadas, em cerca de 20% dos casos, estas apresentam já patologias com extensões alarmantes que necessitam de intervenção urgente (ver Figura 7.1).



Figura 7.1: Alguns exemplos de degradação avançada em fachadas da Baixa de Coimbra

As intervenções podem ser divididas em dois grupos; o primeiro, formado por intervenções do tipo local, quando o objectivo da intervenção passa pela reparação ou consolidação de um elemento estrutural isolado, neste caso concreto a fachada ou parte desta. O segundo grupo

integra intervenções que visam melhorar o desempenho global da estrutura. Uma vez que este trabalho pretende abordar apenas as paredes de fachada, o segundo grupo de soluções aqui apresentadas, são soluções que, embora surjam aplicadas à melhoria do comportamento das fachadas, influenciam positivamente o comportamento da globalidade da estrutura. Um exemplo típico de uma intervenção deste tipo é aplicação de soluções que visem melhorar a ligação entre a parede de fachada e as paredes ortogonais ou os diafragmas horizontais.

## 7.2 Planeamento e preparação de uma intervenção

A complexidade e a dificuldade associada a este tipo de projectos de intervenção em estruturas antigas obriga a que o seu planeamento e a sua preparação sejam executados de forma extremamente cuidada. A particularidade de cada estrutura impõe uma selecção cuidada das técnicas a empregar em cada situação e constitui por si só um enorme desafio para os técnicos responsáveis.

Lançada em 2004, a publicação “Recomendações para a Análise, Conservação e Restauro Estrutural do Património Arquitectónico” [53], sugere um conjunto de princípios a usar na avaliação da segurança de estruturas antigas, referindo nomeadamente, que *“a especificidade das estruturas do património, com a sua história complexa, requer a organização de estruturas e propostas em fases semelhantes às que são utilizadas em medicina. Anamnese, diagnóstico, terapia e controlo correspondem respectivamente à análise da informação histórica, identificação das causas dos danos e degradações, selecção das acções de consolidação e controlo das eficácia das intervenções. A compreensão completa do comportamento estrutural e das características dos materiais é necessária a qualquer projecto de conservação e restauro. É essencial recolher informação sobre a estrutura no seu estado original, sobre as técnicas e métodos utilizados na sua construção, sobre as alterações posteriores e os fenómenos que ocorreram e, finalmente, sobre o seu estado presente”*. O levantamento de informações sobre a estrutura, vital para o sucesso da intervenção, deverá incluir visitas ao local, conversas com os proprietários ou com pessoas ligadas à edificação, recolha de elementos históricos escritos ou fotográficos e consultas de especialistas [5]. Nesta perspectiva, e atendendo a que as intervenções em estruturas antigas, são sempre perturbadoras do seu equilíbrio, comportando um risco, a extensão das intervenções deve ser a estritamente

necessária para alcançar os objectivos traçados - *Princípio da Intervenção Mínima* [54]. Todas as técnicas e materiais de utilizados deverão igualmente respeitar o *Princípio da Reversibilidade*, traduzido no facto de se poder interromper a qualquer altura o trabalho em curso, com reposição da situação anterior ao início da intervenção. Os materiais deverão respeitar ainda o *Princípio da Compatibilidade* química e mecânica com o suporte existente [55].

Para finalizar, importa sublinhar que este tipo de intervenções deverão ser sempre executadas por pessoal qualificado e deverão ficar a cargo de empresas especializadas para estes trabalhos, habituadas a usar tecnologias apropriadas e que possuam a capacidade de interagir e discutir soluções com a equipa projectista [5].

## 7.3 Intervenções locais de consolidação e reforço

### 7.3.1 Injecções de caldas ou resinas

Esta técnica aplica-se com maior frequência em problemas de desagregação e/ou fendilhação localizada ou acentuada da parede, e consiste na injeção de uma cauda fluída (cimentícia, hidráulica ou de resinas) através de furos previamente realizados nos paramentos externos da alvenaria, com o objectivo de preencher cavidades existentes, sejam elas fendas, fissuras ou vazios interiores. A sua aplicação resulta num acréscimo de qualidade e uma resistência mais uniforme da secção [54].

As caldas são geralmente de base cimentícia, procurando-se assim melhorar a eficiência da ligação entre os elementos da alvenaria, mas comprometendo de forma decisiva o *princípio da reversibilidade* [55]. A granulometria do material de enchimento depende do tamanho das fendas ou cavidades existentes. Devido a problemas relacionados com fenómenos de retracção, deverão ser utilizadas argamassas com aditivos anti-retracção, procurando desta forma manter inviolado o *princípio da compatibilidade*.

Existem diversas soluções de aplicação desta técnica, sendo que, em função do processo utilizado, podem recorrer-se a:

**Injecções por gravidade:** recomendadas para paredes com altos níveis de degradação, este processo é executado mediante a emissão da calda através de tubos de adução, inseridos nas fissuras ou cavidades da parede ou mediante o recurso a seringas hipodérmicas actuando sobre tubos predispostos na parede [54];

**Injecções sob pressão:** embora sejam executadas a baixa pressão (0.1 a 0.2 mPa), a sua aplicação encontra-se condicionada pela capacidade da alvenaria para conter essa pressão. A calda é injectada através de tubos de adução procedendo, por norma, de baixo para cima e dos extremos em direcção ao centro, de forma a evitar desequilíbrios que possam instabilidade a estrutura [56] [54];

**Injecções sob vácuo:** indicada para pequenos elementos arquitectónicos, ou para elementos removíveis (pináculos ou estátuas), nesta solução a ascensão da calda é provocada pela aspiração do ar nos tubos superiores, enquanto se procede à injeccção nos tubos inferiores. Recomenda-se a utilização de caldas muito fluídas (por exemplo resinas orgânicas) [57].

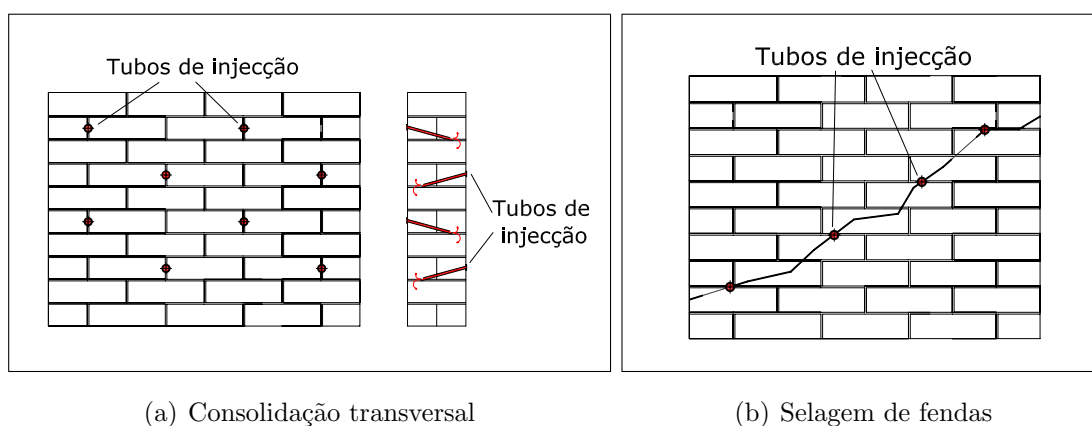


Figura 7.2: Esquema da consolidação de uma parede de alvenaria por injeccção

O processo de injeccção é limitado pelas condições e tipo de dano na alvenaria e determina as características da calda a utilizar. Assim, antes de se decidir intervir com uma solução de injeccção, é recomendável um conjunto de procedimentos experimentais, in-situ e em laboratório, para averiguar a sua adequabilidade à alvenaria particular em estudo, tanto em termos de exequibilidade como de eficácia [54]. Para informações adicionais acerca da aplicação deste método de tratamento e reforço, consultar [54] e [56].

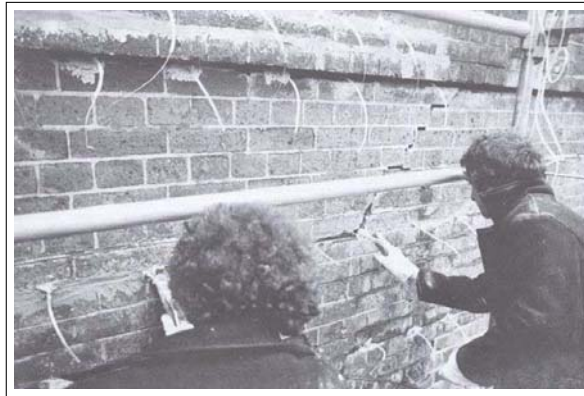


Figura 7.3: Preparação de uma parede de alvenaria para injeção [58]

### 7.3.2 Substituição do material degradado

Outra técnica recomendada na consolidação de paredes resistentes de alvenaria, é a substituição de material degradado. A grande vantagem desta técnica é que, através do recurso a tecnologias exclusivamente tradicionais, é possível assegurar a compatibilidade entre o material novo e o existente. Como o próprio nome indica, consiste na remoção do material da zona degradada, e na sua posterior reconstituição utilizando alvenaria semelhante à existente ou, eventualmente, reaproveitando os elementos removidos. Como grande desvantagem, esta técnica pode apresentar problemas relacionados com a retracção da argamassa utilizada na ligação e assentamento dos elementos. Como forma de controlar essa retracção, poderão ser utilizadas argamassas correntes de cimento e areia com aditivos anti-retracção ou expansivos e cimentos especiais.

No entanto, sempre que possível, recomenda-se a utilização de argamassas tradicionais de cimento e areia, e o reforço da ligação entre a alvenaria velha e a alvenaria pré-existente através da colocação de redes metálicas que cubram toda a alvenaria nova e que sejam “ancoradas” na alvenaria pré-existente, num comprimento de pelo menos 0.20m [56].

### 7.3.3 Gateamento de fendas

Uma alternativa à aplicação de redes metálicas, poderá passar pelo gateamento das fendas com grampos de aço. A execução desta técnica poderá tornar-se algo complicada no tratamento de paredes com grandes espessuras, devendo haver a preocupação de assegurar que os

gatos atravessam completamente as fendas, em ambas as faces da parede. Preferencialmente, estes elementos deverão ser interligados, de modo a assegurar a solidarização profunda da parede. Este gateamento deverá ser complementado com uma injeção das fendas, de modo a impedir a concentração de tensões excessivamente elevadas nestes elementos metálicos [56].

#### 7.3.4 Refechamento de juntas

Esta técnica é recomendada quando se pretende restabelecer as condições de integridade das fachadas, no que respeita ao preenchimento das suas juntas ou da qualidade da argamassa, melhorando consequentemente as suas características mecânicas e conferindo-lhes uma maior protecção, nomeadamente à acção da água. Efectivamente a água está na origem ou no agravamento de grande parte das anomalias, uma vez que vai procurando e encontrando os pontos mais fracos da alvenaria (fendas e vazios), através de caminhos de circulação preferenciais no interior dos elementos, contribuindo para a redução da capacidade resistente e a sua desagregação ao longo do tempo [59].

A escolha da argamassa de refechamento deverá ser realizada em função da finalidade da intervenção e das condições de compatibilidade com o material existente. A execução desta técnica pressupõe a realização de três operações sucessivas [54]:

- i. **Remoção parcial da argamassa das juntas:** deverá proceder-se à remoção das e limpeza da argamassa existente nas juntas, numa profundidade de 5 a 7cm. Nos casos em que a intervenção é executada em ambas as faces da parede, a profundidade máxima da extracção deverá ser de cerca 1/3 da espessura total. De modo a garantir a estabilidade da parede, recomenda-se que as juntas com argamassa removida sejam preenchidas antes de se proceder à remoção da argamassa na face oposta (ver Figura 7.4).
- ii. **A lavagem das juntas com água** (a baixa pressão): de forma a limpar as ranhuras abertas e a limitar a absorção pelo suporte da água presente na argamassa;
- iii. **Reposição das juntas:** deve efectuar-se mediante cuidadoso preenchimento, com várias camadas de argamassa, desde a zona mais profunda das ranhuras abertas. A eficácia desta intervenção depende da eficiente compactação das camadas de arga-

massa para preenchimento (“argamassas bem apertadas”). Para garantia do aspecto estético da parede, esta é a operação que requer maior controlo durante a execução [54].

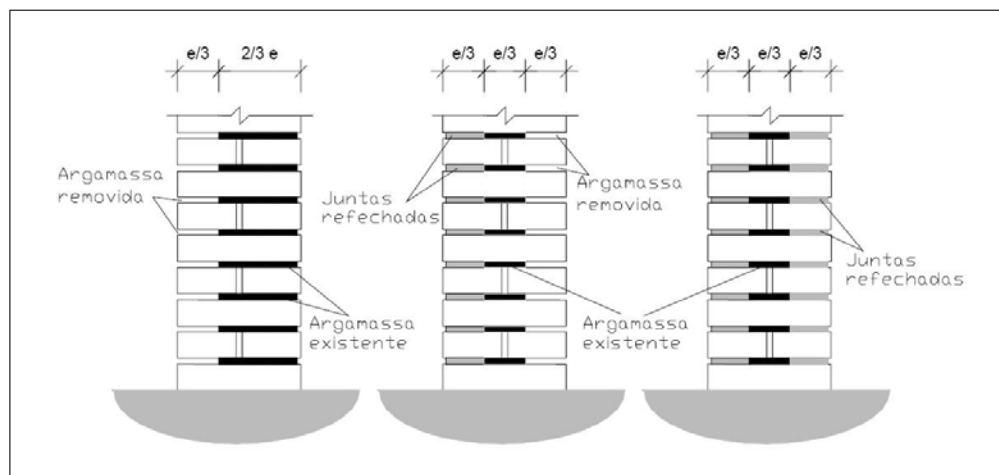


Figura 7.4: Profundidade das ranhuras abertas nas juntas para intervenções unilaterais e bilaterais [60]

### 7.3.5 Reforço com materiais compósitos FRP

Os materiais compósitos polímeros mais utilizados no reforço estrutural, tecnicamente designados por FRP (Fiber Reinforced Polymer), são constituídos por dois componentes: a matriz e as fibras de reforço. A matriz, o elemento responsável pela transmissão da resistência das fibras para o suporte, pode ser uma resina epoxy, polyester, acrílica ou outra. As fibras são responsáveis pela resistência e rigidez axial do reforço [54].

A designação dos compósitos FRP depende do tipo de fibras utilizadas. Os compósitos mais correntes são com fibras de carbono (CFRP - Carbon Fiber Reinforced Polymer), fibras de vidro (GFRP - Glass Fiber Reinforced Polymer), fibras de aramida (AFRP - Aramid Fiber Reinforced Polymer). O processo de fabrico, nomeadamente a orientação das fibras, tem influência nas propriedades mecânicas, altamente anisotrópicas, dos compósitos FRP.

Estes materiais são comercializados em mantas, em laminados, em barras e, para algumas aplicações, em fibras soltas. As mantas ou telas, são resultado da associação de fibras orientadas e entrelaçadas em duas direcções ortogonais. Podem ser aplicadas no recobrimento completo



da superfície da parede, tipo recobrimento generalizado, ou aplicadas localmente nas zonas mais susceptíveis a dano. As tiras ou fitas, resultam da associação de fibras dispostas unidireccionalmente, podem ser aplicadas com diferentes disposições, ajustadas às características específicas de cada intervenção. Assim, podem apresentar-se dispostas em grelha, com as tiras paralelas, ou não, aos lados da parede ou, por exemplo, cruzadas segundo as diagonais da parede (Figura 7.5 [54]).

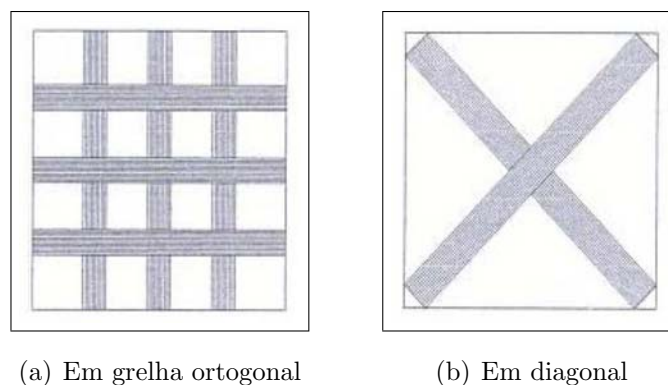


Figura 7.5: Possíveis disposições das fitas de FRP [54]

Os **laminados** são tiras pré-impregnadas com resinas epoxídicas. Estão, comercialmente, disponíveis numa vasta gama de larguras e espessuras. A sua aplicação restringe-se a superfícies planas, ou de pequenas curvaturas, e de elementos sem arestas, já que a pré-impregnação lhes confere menor flexibilidade.

As **mantas**, as **tiras** e os laminados funcionam por aderência exterior às faces dos elementos a reforçar podendo, consoante os casos, ser aplicadas numa ou em ambas as faces. A aderência é feita com recurso a colas de elevado desempenho, geralmente resinas poliméricas (“epoxídicas”) aplicadas após prévio tratamento das superfícies.

As **barras** resultam igualmente de fibras pré-impregnadas, vulgarmente de CFRP (*Carbon Fiber Reinforced Plastic*). Trata-se de uma técnica emergente e promissora, em reforços, especialmente quando problemas de ancoragem e/ou aspectos estéticos representam entraves à aplicação dos laminados tradicionais. Estão comercialmente disponíveis com secção transversal circular, quadrada ou rectângular de superfície lisa ou rugosa. As barras de superfície lisa devem ser tratadas a “jacto de areia” para melhorar a sua aderência [54].

A escolha do tipo de fibras a utilizar depende dos requisitos da intervenção, bem como, de aspectos relacionados com a durabilidade. Desta forma, o comportamento tensão-deformação do compósito influi, frequentemente, na selecção das fibras. Em estruturas correntes, para reforços à flexão e problemas de fendilhação, fibras de carbono, para melhorar a ductilidade e o confinamento, as restantes fibras [61]. No entanto, em construções históricas, a durabilidade assume especial relevo e a utilização de fibras de carbono parece ser recomendável para a generalidade das aplicações [54].

Como principais vantagens associadas a esta técnica, destaca-se a leveza, a resistência mecânica, a elevada resistência à corrosão, o bom comportamento à fadiga, a facilidade de aplicação, a baixa relaxação e a reversibilidade da aplicação. Em contrapartida, como desvantagens, aponta-se o elevado custo associado à sua aplicação, o seu comportamento muito frágil, a fraca resistência aos raios ultra-violeta, a fraca resistência ao fogo e a limitada durabilidade.

A aplicação de cintas de laminados FRP, dispostas horizontalmente e verticalmente, pode ser utilizada para confinar as paredes e contrariar os esforços de flexão associados a acções horizontais perpendiculares ao seu plano, como é o caso das acções sísmicas (Figura 7.6).

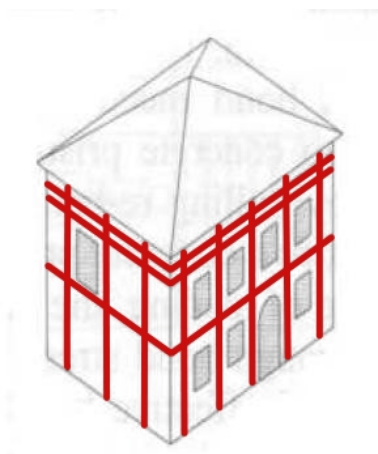
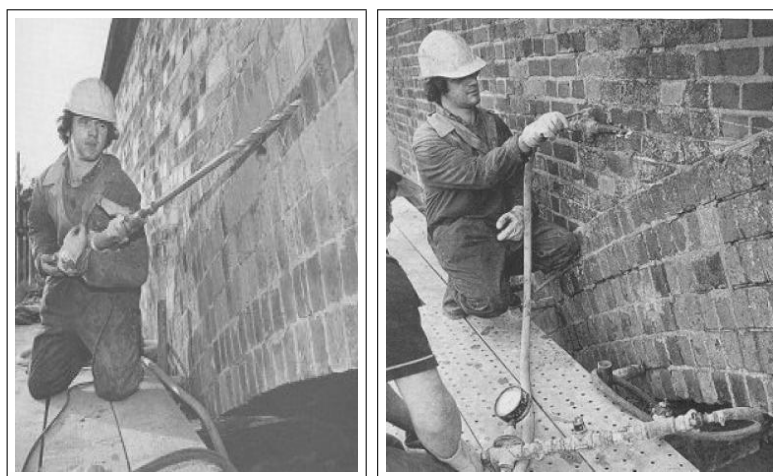


Figura 7.6: Aplicação de cintagem horizontal [62]

### 7.3.6 Pregagens

Esta técnica, desenvolvida em Itália após a II Guerra Mundial, é utilizada no reforço ou na promoção de ligações entre elementos que se pretendem colaborantes. Consiste na colocação de barras metálicas, com protecção anti-corrosão, em furos de pequeno diâmetro, previamente abertos, que cruzam os elementos a reforçar. Após a introdução das barras metálicas, os furos são selados com caldas de injeção apropriadas.

Os furos, de diâmetro e comprimento variável, são executados com equipamento adequado em função das características (espessura, material, etc.) do elemento a reforçar (Figura 7.7). A distribuição e a direcção depende da natureza e extensão dos danos e do objectivo pretendido. Uma regra prática indica 3 a 4 furos por metro quadrado com comprimento de cerca de três vezes a espessura da parede [58].



(a) Abertura dos furos

(b) Injecção da calda

Figura 7.7: Aspectos construtivos das pregagens [58]

A ancoragem/fixação das pregagens pode realizar-se por meio de duas vias: química e mecânica. Através da via química, a selagem dos furos é feita com recurso a argamassas adequadas, enquanto que por via mecânica, essa ancoragem/fixação é garantida com recurso a dispositivos de ancoragem exterior. Existe ainda uma terceira possibilidade, que consiste na combinação da via química com a mecânica [54].

### 7.3.6.1 Pregagens generalizadas

Esta solução de pregagens generalizada podem modificar, substancialmente, as propriedades mecânicas da alvenaria, tornando-a num material semelhante ao betão armado, capaz de resistir a esforços de tracção e de corte, além de melhorar, consideravelmente, a sua resistência à compressão (Figura 7.8).

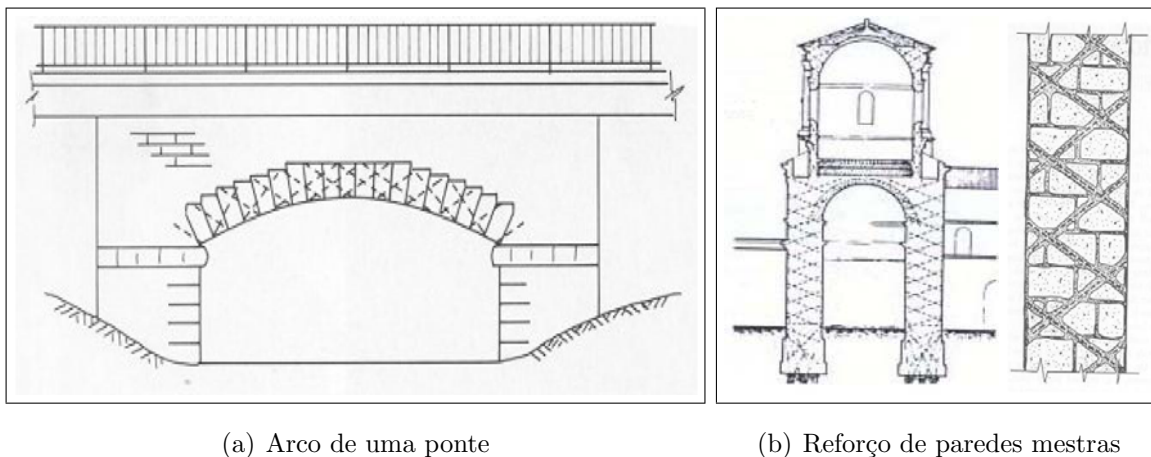


Figura 7.8: Exemplos da aplicação de pregagens em elementos estruturais [63]

Neste caso, os reforços compostos por barras de aço inoxidável, são dispostas em direcções cruzadas, formando uma malha cruzada no interior da alvenaria. A selagem dos orifícios da furação pode ainda ser aproveitada para colmatar os vazios da alvenaria adjacentes aos furos [63].

Esta técnica é aplicável, principalmente, em paredes ou elementos com espessuras compreendidas em 0.5 m e 2.0 m. Para paredes de pedra com espessuras inferiores a 0.5 m, a extrema dificuldade na reparação dos danos provocados pela perfuração, inviabiliza quase por completo a sua aplicação. Em alvenarias com argamassas fracas é conveniente uma injeção prévia e tratamento das juntas antes de iniciar a perfuração [58].

Aconselha-se alguma prudência na avaliação e aplicação desta técnica, uma vez que as soluções associadas são relativamente invasivas, violando o *Princípio da Reversibilidade*, de elevado custo e com resultados práticos e durabilidade discutíveis [64].

### 7.3.6.2 Pregagens transversais

As pregagens transversais constituem uma solução, essencialmente utilizada para o confinamento transversal de paredes de secção composta. A sua aplicação consiste na introdução de varões de aço, com tratamento anti-corrosão, na direcção transversal à parede, e amarradas por meio de dispositivos de ancoragem localizados nas suas extremidades.

A utilização de varões roscados, com sistema de ancoragem de anilha e porca de aperto na(s) extremidade(s), é eficaz e de fácil aplicação (Figura 7.9). A sua aplicação faz-se sempre sobre as pedras, em vez das juntas, possibilitando um confinamento activo da parede através da aplicação de pré-tensão nos varões. No caso em que a furação saia próximo de uma junta é possível incorporar este sistema de ancoragem (porca e anilha) numa ranhura previamente escavada na pedra e posteriormente recoberta por argamassa [57].

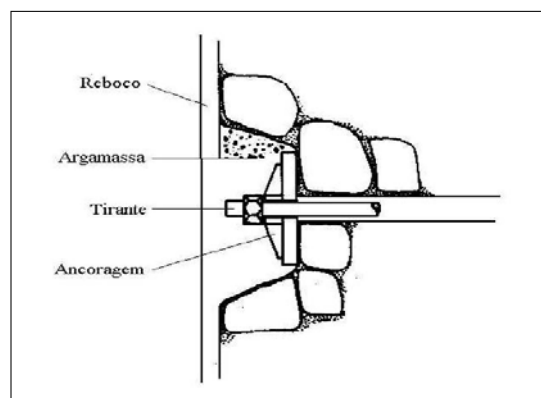


Figura 7.9: Sistema de ancoragem com porca e anilha [57]

A eficácia do confinamento transversal depende em larga medida da distribuição das ancoragens. Devido à sua eficácia no controlo da dilatação transversal das paredes e facilidade de aplicação, são muitas vezes combinadas com outras técnicas de intervenção [63].

### 7.3.6.3 Pregagens “costura”

As pregagens costura, destinam-se, essencialmente, a melhorar a ligação entre paredes ortogonais. Geralmente são constituídas por tirantes curtos, em aço duro, com protecção anti-corrosão. Quando utilizados na ligação em cunhal das paredes podem ter maior comprimento (cerca de 4 m ou, até atingir o vão de janela ou de porta mais próximo).

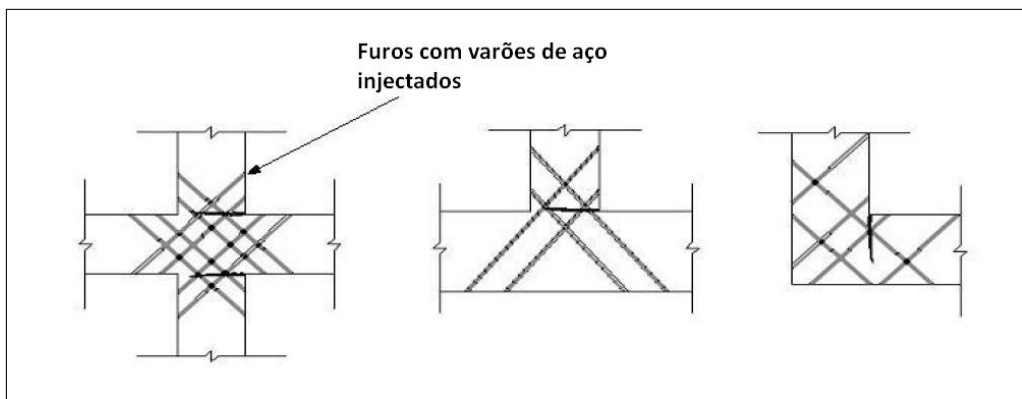


Figura 7.10: Exemplos da melhoria de ligações entre paredes com pregagens em direcções cruzadas [65]

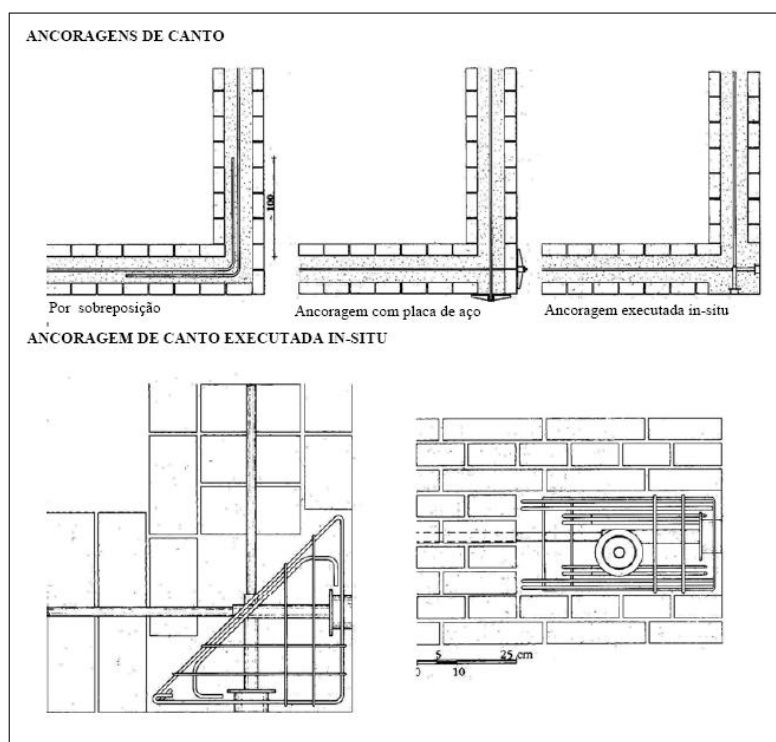


Figura 7.11: Exemplos da melhoria de ligações entre paredes de canto com pregagens em direcções ortogonais [45]

Os recentes sistemas de pregagens curtas são constituídos por varões de aço inoxidável, inseridos em mangas de tecido de algodão, que albergam a argamassa de selagem, facilitando a adaptação às irregularidades dos furos e, evitando, especialmente em paredes de grande espessura, fugas da calda com as consequentes penalizações económicas e de reversibilidade [66].

### 7.3.7 Rebocos armados

Os rebocos armados têm-se afirmado como uma das técnicas mais usuais na reparação e consolidação de paredes de alvenaria, com consequências directas no seu conhecimento e desenvolvimento técnico. Destinam-se a paredes em bom estado geral, mas com acentuada degradação superficial. A execução dos rebocos armados consiste na colocação de uma malha de armadura, fixada à parede, através de pequenas pregagens, sobre a qual se aplica uma camada de argamassa de revestimento com espessura de 2 a 3cm. Tradicionalmente são usadas como armadura, malhas de aço electrosoldadas, com varões de pequeno diâmetro, ou malhas de metal distendido (Figura 7.12). No entanto, com o desenvolvimento de armaduras sintéticas, como a rede de fibra de vidro, e o aparecimento das fibras curtas, sintéticas ou de aço, dispõe-se hoje em dia de um leque alargado de soluções [66].

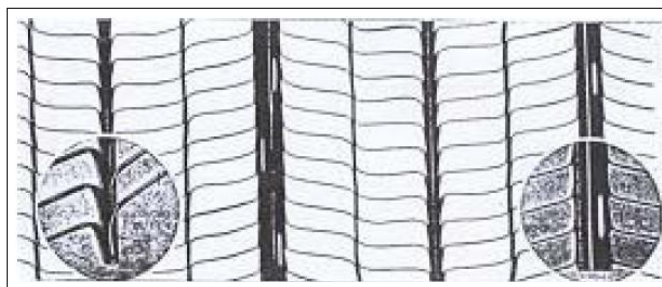


Figura 7.12: Aspecto da malha de metal distendido [63]

As argamassas podem ser de natureza inorgânica (cimentícias ou tradicionais), sintética ou, ainda, mistas. O uso de argamassas cimentícias e sintéticas deve evitar-se em paredes antigas por razões de compatibilidade (“respiração” das paredes e diferenças de rigidez) e reversibilidade. Quanto ao processo de execução, a argamassa, tanto pode ser aplicada manualmente como projectada, através de equipamento específico. Neste caso, o processo pode fazer-se por via húmida ou via seca. No processo húmido todos os materiais são misturados antes de serem projectados. Alternativamente, no processo seco, a mistura do cimento com a areia e a água, faz-se através de saídas independentes com o uso de ar comprimido. No caso de se usarem fibras curtas, devem introduzir-se na mistura, enquanto que nos outros casos, as malhas de reforço são previamente posicionadas e fixas ao suporte [63].

Os rebocos armados influenciam directamente a eficiência das ligações entre paredes, a

fendilhação, a resistência ao corte e na ductilidade. É, contudo, uma técnica que poderá ter condicionantes estéticas [65].

### 7.3.8 Tirantes

A consolidação das paredes, e a melhoria do seu comportamento sísmico, através do reforço das ligações entre paredes ortogonais, pode ser conseguida com a colocação de tirantes de aço com tratamento anti-corrosão, embebidos nas alvenarias e devidamente ancorados nas extremidades, por meio de dispositivos que asseguram a sua amarração nas faces exteriores dos paramentos (ver Figura 7.13) [54].



Figura 7.13: Exemplo da aplicação de tirantes ancorados pelo exterior

Como referido no capítulo 3, a aplicação de tirantes entre paredes paralelas destina-se a impedir a possibilidade de se movimentarem, uma em relação à outra, sob a acção sísmica. Além disso, tem um efeito confinante para os pavimentos e facilita a transferência das forças de inércia que actuam fora do plano das paredes, para as paredes ortogonais de contraven-tamento, que com elas interagem, melhorando o funcionamento global da estrutura (ver Figura 7.16).

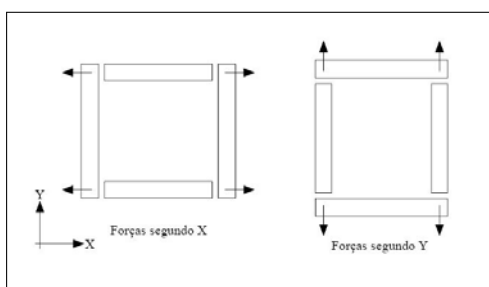


Figura 7.14: Forças horizontais nas ligações entre paredes [54]



Assim, o colapso da estrutura fica condicionado pela capacidade resistente das paredes de contraventamento, com maior capacidade que as restantes (ver Figura 7.15).

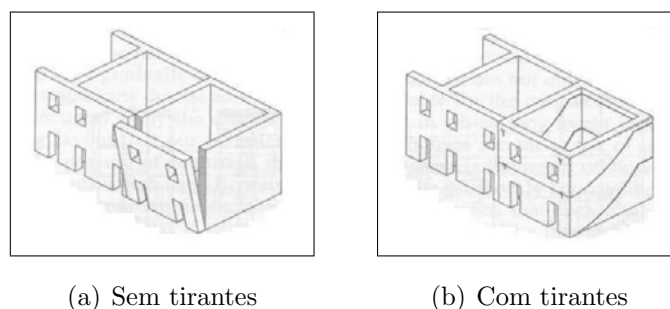


Figura 7.15: Mecanismos de colapso sob acções horizontais [45]

Quanto à distribuição das pregagens, no caso de paredes de boa qualidade e com distâncias, entre paredes de contraventamento, até 5-6 metros o processo de transferência pode assegurar-se, apenas, com a aplicação de tirantes junto às paredes transversais. Caso contrário, aconselha-se a colocação de tirantes intermédios, distribuídos no vão entre as paredes de contraventamento (Figura 7.16) [54].

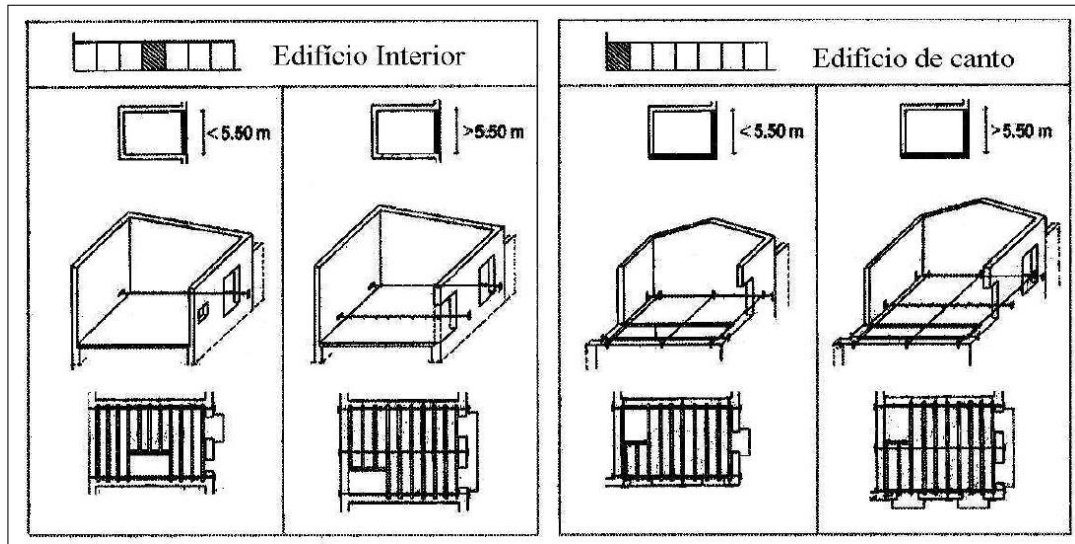


Figura 7.16: Aplicação de tirantes entre paredes, ao nível dos pavimentos, em edifícios no centro histórico de Palermo, Itália [67]

O efeito de confinamento transversal depende da eficácia da ligação ou ancoragem dos tirantes. Esta técnica poderá ainda ser combinada com outras técnicas de reforço. Refira-se que a aplicação desta técnica, para o tipo de paredes de alvenaria em análise, poderá ap-

resentar alguns problemas relacionados com a instalação e ancoragem dos tirantes, face à previsível falta de correspondência das juntas de argamassa em faces opostas da parede [54].

## **7.4 Comentários Finais**

Ao longo deste capítulo, apresentaram-se algumas, das muitas técnicas de intervenção e reforço de fachadas de alvenaria disponíveis. Como já referido, neste tipo de intervenção não existem técnicas nem aplicações tipo, devendo cada caso ser avaliado de forma cuidada e individualizada. Importa referir que algumas destas técnicas, de aplicação simples e relativamente económica (exemplo dos tirantes ou das pregagens), poderiam reduzir significativamente a vulnerabilidade sísmica associada aos edifícios históricos de alvenaria, e particularmente, às suas paredes de fachada.

## Capítulo 8

### Conclusões e perspectivas de trabalho futuro

---

---

## **Capítulo 8 - Conclusões e perspectivas de trabalho futuro**

### **8.1 Síntese do trabalho realizado**

#### **8.1.1 Breve descrição do trabalho**

#### **8.1.2 Avaliação dos resultados**

### **8.2 Conclusões**

#### **8.2.1 Caracterização construtiva do edificado da Baixa de Coimbra**

#### **8.2.2 Vulnerabilidade sísmica das fachadas**

#### **8.2.3 Avaliação da vulnerabilidade sísmica de fachadas**

#### **8.2.4 Confronto de metodologias de avaliação da vulnerabilidade sísmica**

#### **8.2.5 Critérios e estratégias de intervenção**

### **8.3 Comentários finais**

### **8.4 Perspectivas de trabalho futuro**

## **8 Conclusões e perspectivas de trabalho futuro**

### **8.1 Síntese do trabalho realizado**

#### **8.1.1 Breve descrição do trabalho**

Esta dissertação foi dedicada ao tema da vulnerabilidade sísmica de paredes de fachada em alvenaria. Numa primeira fase, desenvolveu-se uma metodologia de avaliação da vulnerabilidade sísmica de fachadas, assente na análise de um conjunto de parâmetros de natureza quantitativa e qualitativa, dos quais resulta um indicador denominado de índice de vulnerabilidade. De seguida, aplicou-se essa metodologia à Baixa de Coimbra, resultando dessa aplicação um vasto conjunto de informação relativa, não só à vulnerabilidade sísmica associada a cada parede de fachada, mas igualmente, aos materiais que as compõem, às suas propriedades geométricas e ao seu estado de conservação. Com base em observações pós-sismo de dano em fachadas, foi ainda possível propor uma curva analítica para estimar o grau de dano médio e consequentemente criar cenários de risco. Adicionalmente, são apresentados com recurso a estes cenários, a definição de caminhos de evacuação para a Baixa de Coimbra.

Como se descreveu no Capítulo 1 desta dissertação, o trabalho encontra-se organizado em 8 capítulos, abordando essencialmente quatro temáticas principais: i) o conhecimento dos métodos de avaliação da vulnerabilidade sísmica para paredes de fachada em alvenaria; ii) a caracterização das fachadas da Baixa de Coimbra; iii) o desenvolvimento e aplicação de uma metodologia de avaliação de vulnerabilidade sísmica às fachadas da Baixa de Coimbra; iv) validação da metodologia proposta, através do confronto com uma metodologia mecanicista.

#### **8.1.2 Avaliação dos resultados**

O objectivo principal desta dissertação, passava pelo estudo da vulnerabilidade sísmica das fachadas da Baixa de Coimbra, e a posterior integração desses resultados num Sistema de Informação Geográfica (SIG). Essa integração possibilitou a construção de cenários de dano e a identificação de casos críticos, servindo de apoio à elaboração mais rigorosa e eficaz de planos de emergência para a área em estudo. Com este propósito, houve a necessidade de de-

envolver uma série de objectivos paralelos, entre os quais: o desenvolvimento de uma curva analítica para estimar o grau de dano médio em função da intensidade sísmica e a aplicação de um modelo mecânico. Com este último objectivo, procurou-se validar a metodologia de avaliação da vulnerabilidade sísmica proposta, através do confronto entre os seus resultados produzidos e os obtidos com o modelo mecanicista.

Apesar das simplificações inerentes às metodologias de análise da vulnerabilidade sísmica de fachadas utilizada nesta dissertação, considera-se que este trabalho poderá representar um contributo no estudo da vulnerabilidade sísmica das fachadas de alvenaria antiga, nomeadamente através do desenvolvimento da curva de grau de dano médio.

As conclusões indicadas de seguida, para cada um dos temas abordados nesta dissertação, sustentam esta convicção:

- Caracterização construtiva e tecnológica do edificado da Baixa de Coimbra;
- Sistematização de metodologias de avaliação da vulnerabilidade;
- Avaliação da vulnerabilidade sísmica de fachadas;
- Confronto e validação de metodologias de avaliação da vulnerabilidade sísmica das fachadas;
- Melhoria do comportamento sísmico de fachadas através de acções de consolidação e reforço.

## 8.2 Conclusões

As principais conclusões foram sendo apresentadas ao longo de cada capítulo e são agora resumidas nas secções seguintes. Apresentam-se assim os principais resultados:

### 8.2.1 Caracterização construtiva do edificado da Baixa de Coimbra

Em relação a este assunto, abordado no Capítulo 3, destacam-se os seguintes aspectos:

- A **caracterização do edificado antigo** nos centros históricos deverá ser encarada, não só como uma necessidade actual, mas, como uma prioridade. A caracterização exposta no Capítulo 3 consistiu na identificação das soluções e tecnologias construtivas, para além do levantamento das anomalias estruturais e não estruturais observadas.
- O **estado de conservação** dos edifícios da Baixa de Coimbra de forma geral, e das fachadas em particular, é extremamente preocupante, apresentando fragilidades que comprometem seriamente o comportamento destes edifícios perante um evento sísmico, mesmo que de baixa intensidade. De entre estas fragilidades destacam-se o desligamento generalizado entre paredes ortogonais, fissuração com grandes aberturas e problemas graves de desagregação nas alvenarias. O estado actual de degradação das fachadas da Baixa de Coimbra, tendo em conta a importância histórica, social e cultural desta parte da cidade, evidencia a necessidade e urgência da aplicação de intervenções de reabilitação estrutural.

### 8.2.2 Vulnerabilidade sísmica das fachadas

A avaliação da vulnerabilidade sísmica das construções antigas, e particularmente das suas fachadas, constitui a etapa fundamental na mitigação do risco sísmico em centros históricos.

- Pretendeu-se no Capítulo 4 apresentar algumas **metodologias de avaliação da vulnerabilidade sísmica**, os seus campos de aplicação e as suas vantagens e limitações.
- A escolha de uma metodologia está sempre associada a dois factores fundamentais. Por um lado, surge a sua **aplicabilidade e escala de operacionalidade**, por outro, a **utilização de recursos** associado à sua implementação. Assim, uma metodologia de avaliação utilizada com sucesso na avaliação de vulnerabilidade de uma parede de fachada, não será a metodologia mais adequada na avaliação de um quarteirão. Não só por razões de aplicabilidade e de escala de operacionalidade mas porque o grau de detalhe exigido na avaliação da vulnerabilidade de uma parede de fachada, se aplicada a um quarteirão, obrigaria a um dispêndio insustentável de recursos.

### 8.2.3 Avaliação da vulnerabilidade sísmica de fachadas

O estudo da vulnerabilidade sísmica das fachadas da Baixa de Coimbra, revelou-se um trabalho oneroso mas simultaneamente, e pela originalidade do tema, estimulante e motivador. Os resultados obtidos podem considerar-se fiáveis, facto que nos leva a afirmar que a metodologia apresentada nesta dissertação, se encontra correctamente desenvolvida e os pesos atribuídos a cada um dos 10 parâmetros que a compõem se encontram correctamente ajustados. As conclusões mais relevantes relativas ao Capítulo 5 são as seguintes:

- A análise dos dados resultantes da aplicação do **índice de vulnerabilidade de fachadas** proposto nesta dissertação ao caso de estudo da Baixa de Coimbra, permite-nos retirar algumas conclusões relevantes, nomeadamente em relação parâmetros que avaliam diferentes aspectos e propriedades, e a forma como essas propriedades se encontram distribuídas pelo perímetro analisado. Este tipo de análise permite-nos gerar bases de dados poderosas na gestão e planeamento de possíveis intervenções de reparação ou reforço.
- A integração dos resultados numa **ferramenta SIG** é fundamental numa avaliação de vulnerabilidade deste tipo, auxiliando na sua gestão e análise. A programação de todos os procedimentos e a visualização espacial dos resultados, sejam de vulnerabilidade ou de estimativa de dano, associadas ao cálculo probabilístico (identificando zonas do centro histórico e edifícios mais vulneráveis, risco de obstrução de vias de acesso, etc.), fazem do SIG uma ferramenta efectiva no apoio às estratégias de mitigação e gestão do risco sísmico.
- Com o objectivo de tornar a metodologia de avaliação da vulnerabilidade sísmica de paredes de fachada, aqui apresentada, ainda mais rigorosa, foram propostos três **novos parâmetros de vulnerabilidade sísmica** que, embora não tenho sido ainda utilizados nesta trabalho, poderão ser integrados em futuros estudos e aplicações da metodologia.
- A informação obtida através da observação de danos pós-sismo, no caso recente do sismo de Abruzzo, permitiu-nos ainda desenvolver e calibrar uma **curva de grau de dano médio** aplicada a paredes de fachada. Através desta curva, é agora possível prever graus de dano médio em fachadas, em função de uma determinada intensidade



sísmica. Os resultados obtidos através da aplicação desta curva para as fachadas da Baixa de Coimbra, permitiu a criação de um mapa de dano em caso de abalo sísmico de intensidade VIII, para a área em estudo, e a subsequente elaboração de possíveis caminhos de evacuação.

- O traçado destes **caminhos de evacuação** com base nos resultados obtidos através da aplicação do índice de vulnerabilidade das fachadas é uma forma expedita, mas simultaneamente rigorosa, de fazer planeamento de emergência em centros históricos.

#### 8.2.4 Confronto de metodologias de avaliação da vulnerabilidade sísmica

A validação bilateral entre a metodologia do índice de vulnerabilidade proposto nesta dissertação e um método mecanicista, era sem dúvida, um ponto chave deste trabalho.

- A metodologia baseada nos **modelos mecânicos** constitui uma alternativa em relação à metodologia de avaliação da vulnerabilidade apoiada num índice de vulnerabilidade. Embora estes modelos mecânicos tenham sempre associado um determinado grau de simplificação, a sua capacidade de interpretar o funcionamento das estruturas e de estimar a sua resposta, quando sujeitas a uma acção sísmica, pode ser considerada satisfatória. No Capítulo 6 desta dissertação, apresentam-se os resultados da aplicação de um modelo mecânico a um grupo de fachadas da Baixa de Coimbra, e do confronto entre as duas metodologias utilizadas.
- O **confronto entre as duas metodologias** utilizadas nesta dissertação, a metodologia mecanicista e a metodologia baseada no índice de vulnerabilidade, forneceu bons resultados, apresentando uma correlação válida para a maioria das fachadas. No entanto, este resultado deverá ser analisado de forma cautelosa, uma vez que o ajuste entre ambas as metodologias é afectado por várias incertezas, quer no cálculo dos parâmetros, quer na definição do valor do factor de atrito,  $f$ , utilizado.

#### 8.2.5 Critérios e estratégias de intervenção

O Capítulo 7 dedica-se à compilação e apresentação de um conjunto de medidas de consolidação e reforço de fachadas. Embora este tema não faça parte dos objectivos principais

desta dissertação, a sua inclusão aqui justifica-se na medida em que estas acções poderão, e deverão, ser utilizadas com o intuito de reduzir a vulnerabilidade sísmica das paredes de fachada.

- A complexidade e a dificuldade associada a este tipo de projectos de intervenção em estruturas antigas obriga a que o seu planeamento e a sua preparação sejam executados com o máximo cuidado e rigor. A particularidade de cada estrutura impõe uma selecção cuidada das técnicas a empregar em cada situação e constitui por si só um enorme desafio para os técnicos responsáveis. Essa selecção deverá necessariamente entrar em linha de conta com vários factores, tais como, **intrusividade**, **compatibilidade**, mecânica e química, e **reversibilidade** da técnica utilizada.
- A análise e intervenção num edifício antigo deverá ser sempre realizada por **profissionais especializados**, capazes não só de intervir de forma correcta e apropriada nestas estruturas, mas igualmente de respeitar a sua história e o seu valor cultural.

### 8.3 Comentários finais

Como comentário final a esta dissertação, importa salientar o papel e a importância que estes trabalhos assumem, numa área em que as necessidades e a urgência de intervenção é cada vez mais patentes. É fundamental conhecer a vulnerabilidade das nossas construções, particularmente das mais antigas e com reconhecido valor patrimonial, e implementar políticas nacionais e regionais de intervenção. Caso contrário, as nossas construções permanecerão em processo acelerado de degradação e continuarão a constituir um perigo real para os seus utilizadores e uma perda da identidade nacional.

Finalmente, é urgente intervir junto dos órgãos de decisão, no sentido de criar legislação específica aplicável na salvaguarda do nosso património edificado, traçando linhas orientadoras, definindo formas e níveis de acção e, estabelecendo critérios de intervenção nestes edifícios.

## 8.4 Perspectivas de trabalho futuro

Ao longo desta dissertação, foram sendo identificadas diversas linhas de desenvolvimento futura. Indicam-se de seguida, alguns trabalhos que interessam desenvolver:

- A aplicação da metodologia de avaliação da vulnerabilidade sísmica de paredes de fachada aqui proposta,  $I_{vf}$ , a outros casos de estudo;
- Aplicação dos vários mecanismos de colapso estudados pelo Modelo Mecânico, a mais casos de estudo, dando desta forma maior consistência aos resultados obtidos e à validação bilateral entre a metodologia mecanicista e a metodologia de avaliação da vulnerabilidade sísmica de fachadas;
- A realização de estudos paramétricos tendo em conta a integração dos novos parâmetros propostos no Capítulo 5;
- O desenvolvimento e aplicação de um índice de vulnerabilidade sísmica ao nível do quarteirão;
- A aplicação de algumas estratégias de intervenção, e a consequente reavaliação da vulnerabilidade sísmica das fachadas após o reforço. Integração dos resultados na plataforma SIG e criação de cenários de dano.

## Referências

---

## Referências

- [1] W. T. Holmes. Seismic evaluation of existing buildings state of the practice. In *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, 1996.
- [2] R. Vicente. *Estratégias e metodologias para intervenções de reabilitação*. Tese de Doutoramento, Universidade de Aveiro, 2008.
- [3] F. Lima. *Introdução à Sismologia*. Aveiro, Universidade de Aveiro. ISBN, 1998.
- [4] M. Salvadori e M. Levy. *Porque treme a terra; Como sobreviver a um terramoto, um vulcão ou um tsunami*. Protecção Civil de Portugal, 1995.
- [5] M. Lopes (Coordenador). *Sismos e Edifícios*. Edições Orion, 2008.
- [6] M. Murillo and J. Manuel. *The 1985 Mexico Earthquake*. Universidad Nacional de Colombia, 1995.
- [7] United States Geological Survey. Japan, kobe - magnitude 6.9. *USGS*, 1995.
- [8] United States Geological Survey. Turkey - magnitude 7.6. *USGS*, 1999.
- [9] United States Geological Survey. China, eastern sichuan - magnitude 7.9. *USGS*, 2008.
- [10] F. Pinho; M. Baião and V. Lúcio. Seismic behaviour of limestone masonry buildings. 2005.
- [11] D. D'Ayala and E. Speranza. Definition of collapse mechanisms and seismic vulnerability of historic masonry buildings. *Earthquake Spectra*, 19:479, 2003.
- [12] Ortigia and A. Giuffrè. *Sicurezza e Conservazione dei Centri Storici Il caso Ortigia*. Editore Laterza & Figli Spa, Rome-Bari, 2000.
- [13] A. Giuffrè; T. Pagnoni and C. Tocci. In-plane seismic behaviour of historical masonry walls. Canada, 1994.
- [14] L.F. Restrepo-Vélez and G. Magenes. Simplified procedure for the seismic risk assessment of unreinforced masonry buildings. Master's thesis, 2004.

- [15] D. D'Ayala, R. Spence, C.O.M. EERI, and A.P.M. EERI. Earthquake loss estimation for Europe's historic town centres. *Earthquake Spectra*, 13:773, 1997.
- [16] R. Vicente; H. Varum e J.A.R. Mendes da Silva. Caracterização das alvenarias dos edifícios da baixa de coimbra as suas anomalias típicas. In *II Encontro Nacional sobre Patologia e Reabilitação de Edifícios, PATORREB 2006. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 20-21 de Março, Porto, 2006.*
- [17] G. Teixeira; M. Cunha Belém. *Diálogos de edificação; Estudo de técnicas tradicionais de construção*. CRAT - Centro Regional de Artes Tradicionais, 1998.
- [18] F.P. Costa. *Enciclopédia Prática da Construção Civil*. Edição do Autor. Depositária Portugália Editora, 1955.
- [19] L. Leitão. *Curso Elementar de Construções*. 1896.
- [20] K. Lang. Seismic vulnerability of existing buildings. 2002.
- [21] C. Rojahn and R. Sharpe. ATC-13: Earthquake Damage Evaluation Data for California. *Applied Technology Council, Redwood City, CA*, 1985.
- [22] E. Speranza. *An integrated method for the assessment of the seismic vulnerability of historic buildings*. PhD thesis, PhD thesis, University of Bath, UK, 2003.
- [23] R.V. Whitman, J.W. Reed, and S.T. Hong. Earthquake damage probability matrices. 2:531–2, 1973.
- [24] S.V. Medvedev. *Engineering seismology*. Israel Program for Scientific Translations, 1956.
- [25] G. Grünthal. *European Macroseismic Scale 1998 (EMS-98), European Seismological Commission, Subcommission on Engineering Seismology, Working Group Macroseismic Scales, Conseil de l'Europe*, volume 15. 1998.
- [26] L. Pujades, J. Canas, U. Mena, F. Espinoza, A. Alfaro, and O. Caselles. Seismic risk evaluation in Barcelona, Spain. In *12th World Conference on Earthquake Engineering*, 2000.

- [27] D. Benedetti and V. Petrini. Sulla vulnerabilità sismica di edifici in muratura: Proposte di un metodo di valutazione. *L'industria delle Costruzioni*, 149:66–78, 1984.
- [28] C. Carocci. *Conservazione e sicurezza dei centri storici in area sismica: vulnerabilità e mitigazione*. PhD thesis, PhD Thesis on Storia delle Scienze e delle Tecniche del Costruire, Roma:, 1996.
- [29] M. Sánchez-Silva and L. García. Earthquake damage assessment based on fuzzy logic and neural networks. *Earthquake Spectra*, 17:89, 2001.
- [30] D. Blockley. *Engineering safety*. McGraw-Hill, 1992.
- [31] R. Spence and D. D'Ayala. Damage assessment and analysis of the 1997 Umbria-Marche earthquakes. *Structural engineering international*, 9(3):229–233, 1999.
- [32] GNDT-SSN. Scheda di esposizione e vulnerabilità e di rilevamento danni di primo livello e secondo livello (muratura e cemento armato). *Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma*, 1994.
- [33] S. Giovinazzi. The vulnerability assessment and the damage scenario in seismic risk analysis. 2005.
- [34] H. Sandi and I. Floricel. Analysis of seismic risk affecting the existing building stock. In *Proc. of the 10 th European Conference on earthquake Engineering*, volume 3, pages 1105–1110, 1995.
- [35] A. Barbat. Vulnerability and disaster risk indices from engineering perspective and holistic approach to consider hard and soft variables at urban level. *BID/IDEA Programa de Indicadores para la Gestión de Riesgos, Universidad Nacional de Colombia, Manizales*. <http://idea.unalmzl.edu.co>, 2003.
- [36] F. Yépez, A. Barbat, J. Canas, Universidad Politècnica de Catalunya, and Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria. *Riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería*. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, 1995.

- [37] ATC-29-1. Proceedings of the seminar on seismic design, retrofit, and performance of nonstructural components. In *Applied Technology Council, Redwood City, California*, 1998.
- [38] C. Oliveira, J. Azevedo, R. Delgado, and A. Costa. O Sismo de Northridge, Los Angeles, de 17 de Janeiro de 1994 - Ensinaamentos para Portugal. *Edição conjunta do Instituto da Construção - IST e Instituto da Construção - FEUP*, 1995.
- [39] OPS. *Mitigación de desastres en las instalaciones de salud. Evaluación y reducción de la vulnerabilidad física y funcional*. Organización Panamericana de la Salud, Washington, D. C., 1993. (4 volumes).
- [40] CEN. *Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance - Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings*. European Committee for Standardisation, Brussels, 2004.
- [41] FEMA 310. *NEHRP handbook for the seismic evaluation of existing buildings - a Prestandard*. Federal Emergency Management Agency, Washington DC, 1998.
- [42] ATC-40. *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings; Technical report, ATC-40*. Applied Technology Council, Redwood City, California, 1996.
- [43] F. Pinho. Paredes de edifícios antigos em portugal. *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa*, 2000.
- [44] C. Oliveira; A. Roca; X. Goula. *Assessing and managing earthquake risk*. Springer, 2006.
- [45] A. Giuffrè, C. Carocci, C. Baggio, Gruppo nazionale Difesa dai terremoti (Italy, Siracusa), and Assessorato alla cultura. Sicurezza e conservazione dei centri storici: il caso Ortigia: codice di pratica per gli interventi antisismici nel centro storico. 1993.
- [46] J. Heyman. *The stone skeleton*, volume 2. In: *Int. J. Solids and Structures*, April 1966.
- [47] R.K. Livesley. *Limit analysis of structures formed from rigid blocks*, volume 12. John Wiley & Sons, Ltd New York, 1978.



- [48] B.P. Sinha. *A simplified ultimate load analysis of laterally-loaded model orthotropic brickwork panels of low tensile strength*, volume 56. 1978.
- [49] R. Spence and A. Coburn. *Strengthening buildings of stone masonry to resist earthquakes*, volume 27. Springer, 1992.
- [50] A. Giuffrè. *Lecture sulla meccanica delle murate storiche*. Kappa Ed., Rome, 1991.
- [51] V. Ceradini. *Modellazione, sperimentazione per lo studio della struttura murari storica*. PhD thesis, University of Rome “La Sapienza“, Faculty of Architecture, 1992.
- [52] V. Ceradini. Qualità meccaniche e meccanismi di danno. A. Giuffrè, *Sicurezza e conservazione dei centri storici. Il caso di Ortigia, Bari, Italy*, pages 132–141, 1993.
- [53] P. Lourenço and D.V. Oliveira. *Recomendações para a análise, conservação e restauro estrutural do património arquitectónico*. 2004.
- [54] J.C. Roque and P. Lourenço. *Reabilitação estrutural de paredes antigas de alvenaria. Materiais e técnicas de conservação e de reabilitação. 3º Encore LNEC, Lisboa*, 2003.
- [55] F. Pinho, M. Baião, and V. Lúcio. *Técnicas de consolidação de paredes de edifícios antigos. LNEC, 3º Encore*, pages 465–473, 2003.
- [56] J. Appleton. *Reabilitação de Edifícios Antigos; Patologias e tecnologias de intervenção*. Edições Orion, Setembro 2003.
- [57] M.R. Valluzzi. *Comportamento meccanico di murature storiche consolidate con materiali e tecniche a base di calce*. PhD thesis, Università di Padova, Italy, 2000.
- [58] P. Hill and J.C.E. David. *Practical stone masonry*. Donhead, 1995.
- [59] J. Appleton. *Edifícios antigos - contribuição para o estudo do seu comportamento e das acções de reabilitação a empreender. Programa de investigação apresentado a concurso para provimento na categoria de investigador-coordenador, LNEC*, 1991.
- [60] M. Tomaževič. *Earthquake-resistant design of masonry buildings*. Imperial College Pr, 1999.

- [61] R. Gettu. Utilización de materiales compuestos en la reparación y el refuerzo. *Evaluación y rehabilitación estructural de edificios. Posibilidades de las técnicas numéricas y experimentales*, 65:179–192, Abril 2002. Monografía CIMNE.
- [62] A. Avorio and A. Borri. Problemi di Collegamento tra Materiali FRP e Strutture Murarie. In *Proceedings of national conference mechanics of masonry structures strengthened with FRP materials: modeling, testing, design, control, Venezia, Italy*, 2000.
- [63] J. C. Roque. *Reabilitação Estrutural de Paredes Antigas de Alvenaria*. Tese de mestrado, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, 2002.
- [64] J. Appleton. Tecnologias de intervenção em edifícios antigos. Consolidação de estruturas. *Contribuição para um curso de introdução à reabilitação urbana. CCRLVT, Lisboa*, 1993.
- [65] R. Melli. Ingeniería estructural de los edificios históricos, Fundación ICA, 1998.
- [66] J. Roque and P. Lourenço. Técnicas de intervenção estrutural em paredes antigas de alvenaria.
- [67] C.F. Carocci. Guidelines for the safety and preservation of historical centres in seismic areas. In *Proceedings of 3rd International Seminar on Historical Constructions*, pages 145–165, 2001.

Anexo I

Mecanismos de dano e de colapso em fachadas

---

## 9 Anexo I - Mecanismos de dano e de colapso em fachadas

Pretende-se com este Anexo I, fazer uma apresentação dos principais mecanismos de dano e de colapso em paredes de fachada. Cada um destes mecanismos tem associado um texto síntese com a sua apresentação, assim como, um conjunto de figuras exemplificativas. Como já foi referido na secção 2.7.3, todas as fotos aqui apresentadas foram recolhidas no rescaldo do sísmico ocorrido em Áquila, ocorrido a 6 de Abril de 2009. A tabela 9.1 faz uma apanhado de todos os mecanismos de dano e de colapso contidos neste Anexo:

Tabela 9.1: Principais mecanismos de dano e de colapso em fachadas

A1 ou A2	Rotação global da fachada
B1 ou B2	Rotação parcial da fachada
C1 ou C2	Rotação da parede de empena
D1 ou D2	Rotação parcial condicionada por elementos contíguos
E1 ou E2	Fragilização ou colapso de corpos adjacentes
E3 ou E4	Rotação da parede de empenha e impulso da cobertura
F1 ou F2	Fragilização ou colapso ao nível do último piso
G	Rotação para fora do plano a um nível intermédio
H1 ou H2	Desprendimento e colapso na zona do cunhal
I1 ou I2	Efeito “ponding” e desalinhamentos
J	Fissuração junto a zonas rígidas
K1 ou K2	Fragilização da alvenaria junto à cobertura
L	Queda ou fragilização de corpos salientes
M	Queda de elementos secundários
N	Fissuração em cruz
O	Deslizamento e ou torção
P	Desenfiamiento de barrotes
Q	Assentamento de fundações
R	Fragilização de arcos e abóbadas e dos seus elementos de suporte
S	Fissuração junto a escadas

## A1 ou A2 - Rotação global da fachada

O mecanismo de tipo A1 despoleta-se quando a ligação entre a parede de fachada e as paredes laterais é insuficiente, tendo em conta a geometria e as dimensões da parede de fachada. Este mecanismo caracteriza-se pela rotação integral da parede de fachada para fora do seu plano (ver Figura 9.1 (a)). É um dos principais mecanismos de colapso a ter em conta em fachadas de alvenaria de pedra, não só pelas suas propriedades geométricas, apresentando tradicionalmente relações altura/largura muito altas, mas principalmente, pela quase sempre deficitária eficiência das ligações entre a parede de fachada e as paredes laterais e pavimentos. Este mecanismo pode ser agravado no caso de existir uma cobertura impulsiva.

O mecanismo do tipo A2 é análogo ao mecanismo de colapso A1, com a diferença que as propriedades de ligação entre as paredes laterais e a parede de fachada são suficientes para promover a mobilização destas, através de linhas de rotura orientadas a 45°. Este tipo de mecanismo desenvolve-se apenas em edifícios isolados ou, eventualmente, nas paredes laterais exteriores de edifícios localizados em gaveto.

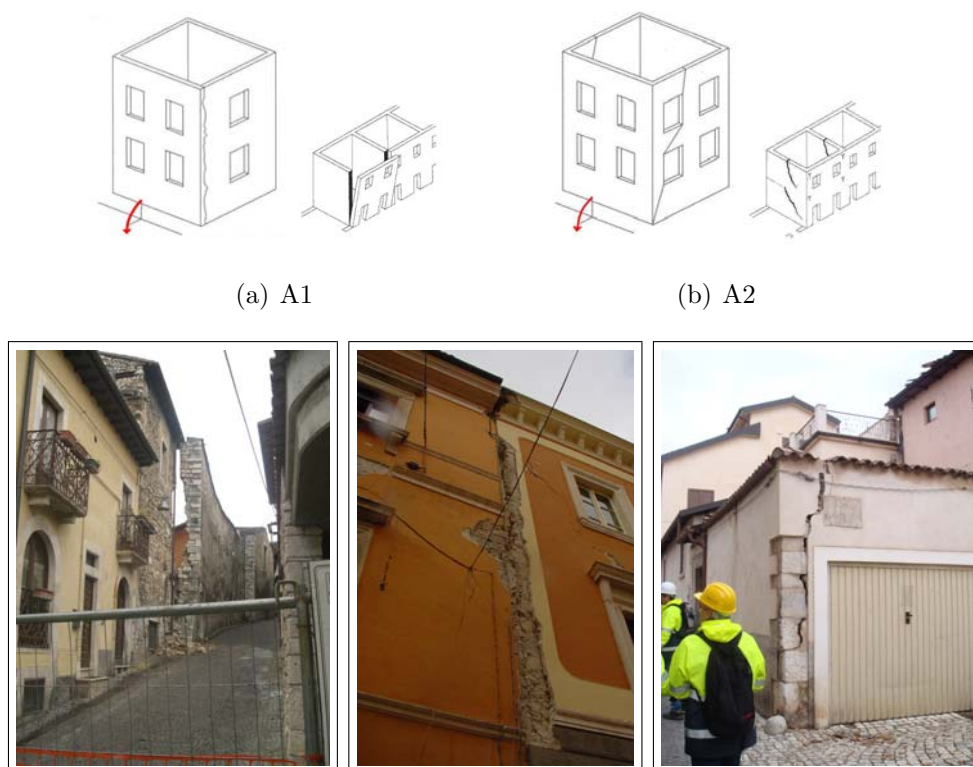
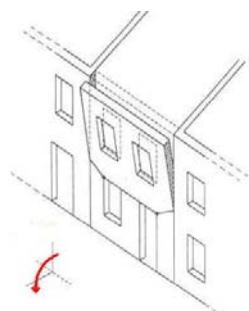


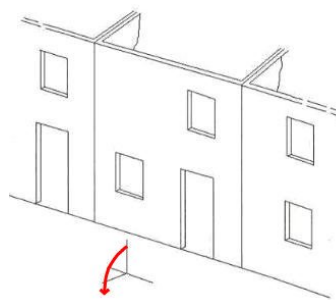
Figura 9.1: Mecanismo do tipo A1 ou A2

## B1 ou B2 - Rotação parcial das paredes de fachada

Este tipo de mecanismo ocorre quando a parede de fachada, ao longo do seu desenvolvimento, se encontra restringida de rodar livremente em torno do seu plano (ver Figura 9.2). Esta restrição pode ser provocada pela presença de tirantes ou pela eficiente ligação entre a fachada e os pavimentos. É também, à semelhança do grupo A, um mecanismo bastante comum em edifícios de alvenaria de pedra. As condições de ligação aos pavimentos e a presença de tirantes poderão limitar a charneira de rotação.



(a) B1



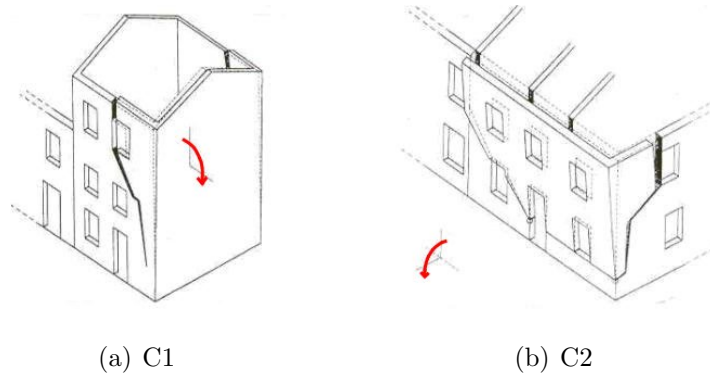
(b) B2



Figura 9.2: Mecanismo do tipo B1 ou B2

## C1 ou C2 - Rotação da parede de empena

Este mecanismo é bastante mais raro que os dois anteriores, necessitando que um conjunto importante de factores relacionados com as características mecânicas e geométricas do edifício se encontrem reunidos para que este se possa desencadear. O grau de ligação entre paredes na zona do cunhal, a presença de paredes ortogonais à fachada, e ainda, as condições de ligação entre os pavimentos e as paredes, são parâmetros essenciais na avaliação deste mecanismo que pode, em ultima instância, levar ao colapso. Complementarmente, as aberturas, quer pela sua área e posicionamento, quer pela sua geometria, determinam a orientação das bielas de compressão, a distribuição dos caminhos de carga e a definição das linhas de rotura. Todos estes aspectos assumem um papel decisivo na mobilização deste mecanismo.



---

Figura 9.3: Mecanismo do tipo C1 ou C2

## D1 ou D2 - Rotação parcial condicionada por elementos contíguos

Este mecanismo encontra-se associado a descontinuidades de rigidez em altura da parede de fachada, provocada pela presença de elementos contíguos a esta. Desenvolve-se essencialmente quando existem escadas de pedra exteriores que fazem o acesso a um piso superior, muros de grande rigidez com ligação efectiva ao edifício, ou ainda, pela presença de corpos salientes à parede de fachada.

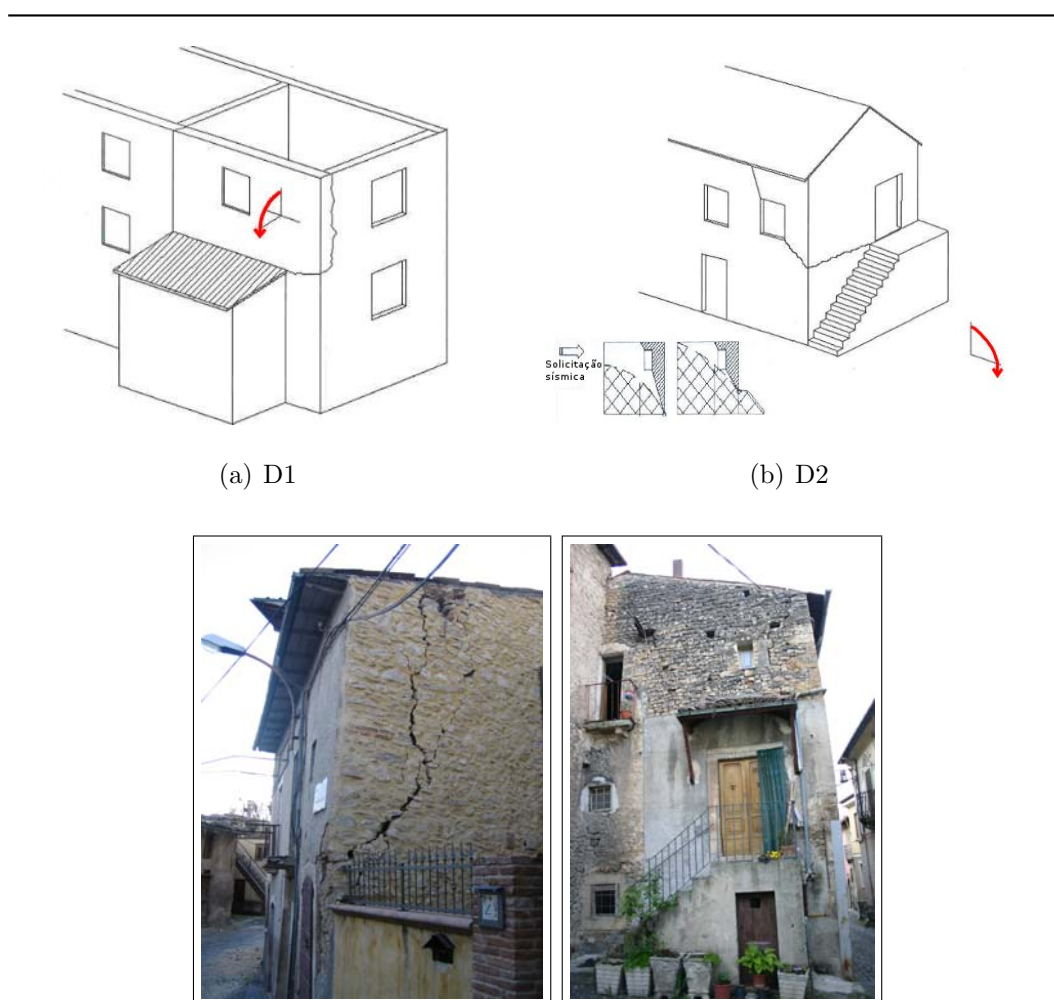
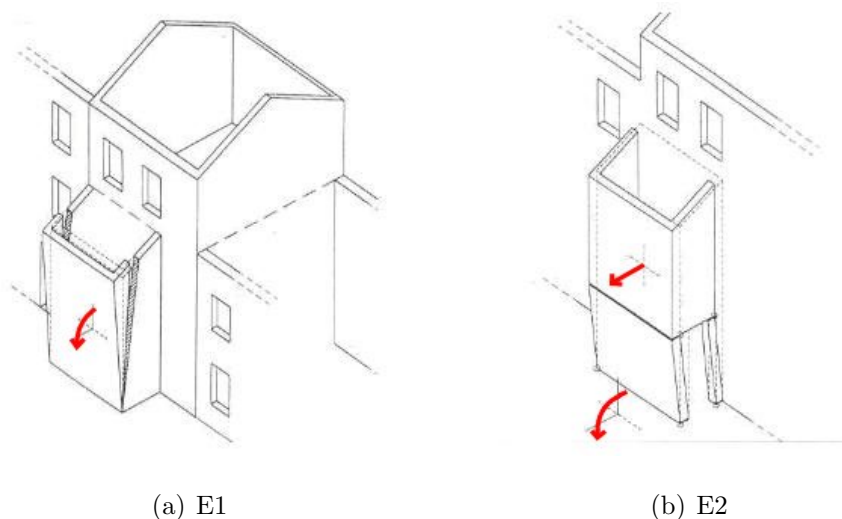


Figura 9.4: Mecanismo do tipo D1 ou D2



## **E1 ou E2 - Fragilização de corpos adjuntos**

Este mecanismo de colapso pode ocorrer por diferenças de rigidez entre a estrutura principal e corpos a ela contíguo, provocando o efeito de “pounding“, ou, tão somente, por uma ligação deficiente entre ambos os corpos. Nos casos em que estes corpos secundários e a estrutura principal foram construídos em períodos diferentes, muitas vezes até com materiais distintos, essa ligação poderá mesmo ser considerada inexistente na resistência à acção sísmica. O destacamento destes elementos poderá ser completo ou parcial (ver Figura9.5).

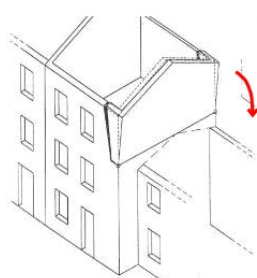


---

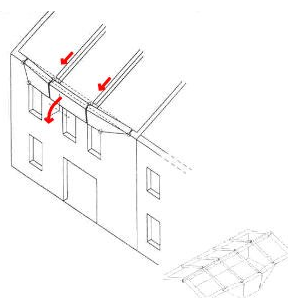
Figura 9.5: Mecanismo do tipo E1 ou E2

## E3 ou E4 - Rotação da parede de empena e impulso da cobertura

Este é também um mecanismo bastante comum para este tipo de edifícios. O mecanismo E3 desenvolve-se, à semelhança do que acontece com o mecanismo B1, apenas para parte da parede de fachada, localizando-se a sua charneira de rotação na zona de alteração da rigidez em altura. Quanto ao mecanismo E4, este desenvolve-se quando as asnas que suporta as coberturas, não têm capacidade de absorver forças horizontais (asnas desprovidas de linhas) e descarregam directamente no topo da parede de fachada, imprimindo impulsos consideráveis. Este mecanismo é ainda agravado pela presença de aberturas junto aos pontos de descarga da coberturas (pernas das asnas) (ver Figura 9.6). Por vezes, e quando a ligação entre a parede de fachada e as paredes ortogonais e os pavimentos, é insuficiente, este mecanismo pode solicitar a totalidade da parede de fachada, conduzindo ao desenvolvimento do mecanismo do tipo A1 ou A2.



(a) E3



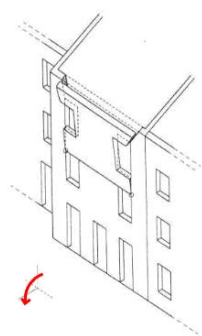
(b) E4



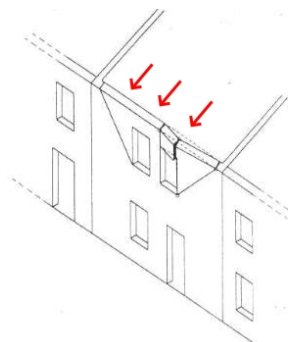
Figura 9.6: Mecanismo do tipo E3 ou E4

## F1 ou F2 - Fragilização ou colapso ao nível do último piso

Este mecanismo é influenciado de forma decisiva pela localização das aberturas, pelo grau de ligação entre a parede de fachada e os pavimentos e pelos impulsos transmitidos no topo desta pela estrutura resistente da cobertura. Este tipo de mecanismo é caracterizado pela fragilização ou colapso do último piso, segundo uma configuração dependente da localização das aberturas. Neste caso pressupõe-se a existência de uma ligação efectiva entre a parede de fachada e as paredes ortogonais e estruturas dos pavimentos.



(a) F1



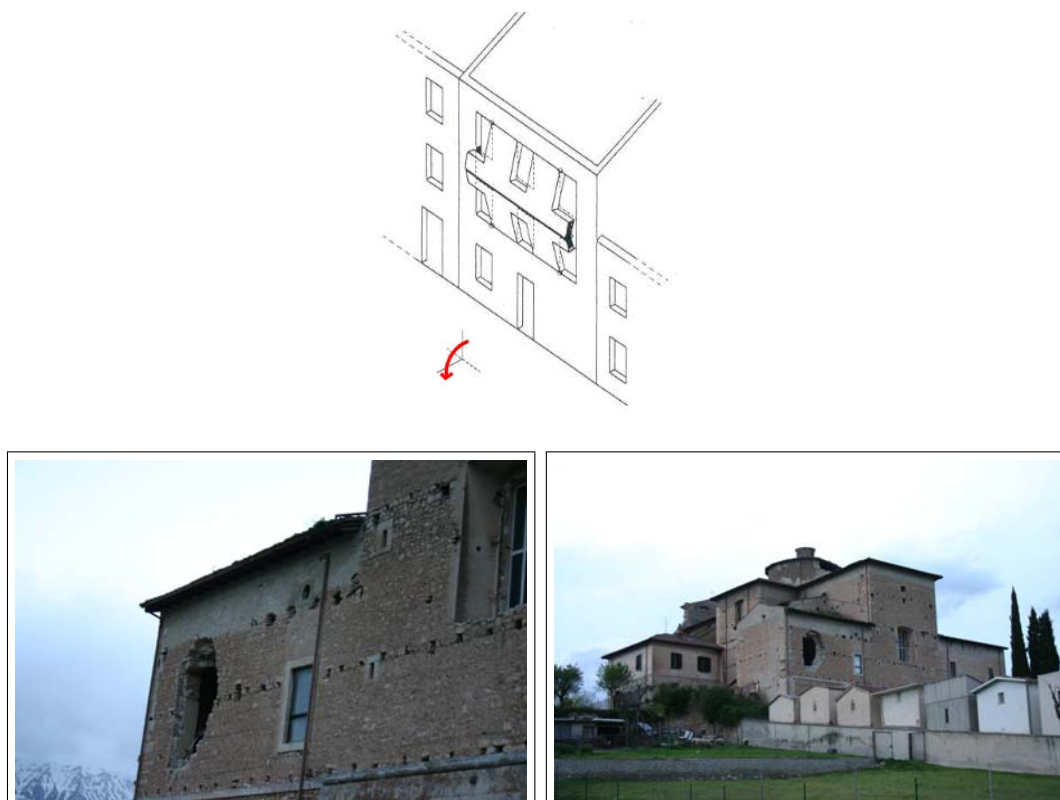
(b) F2



Figura 9.7: Mecanismo do tipo F1 ou F2

## G - Rotura para fora do plano a um nível intermédio

Este tipo de mecanismo de colapso para fora do plano é inteiramente condicionado pela qualidade da alvenaria que constitui a parede de fachada, nomeadamente no que diz respeito às suas propriedades mecânicas e qualidade de execução. Despoleta-se nos casos em que os elementos de ligação e cintagem entre as paredes de fachadas e as estruturas dos pavimentos são eficientes, mas as fachadas são formadas por alvenaria de constituição fraca ou apresentam uma elevada percentagem de aberturas.



---

Figura 9.8: Mecanismo do tipo G

## H1 ou H2 - Desprendimento e colapso na zona do cunhal

Este mecanismo caracteriza-se pelo destacamento e rotação da zona do cunhal, em relação a uma charneira localizada na sua base. Nos casos em que o desprendimento do cunhal é apenas parcial, a charneira de rotação passa a localizar-se na base do piso onde se inicia o dano. Este mecanismo desenvolve-se pela acção combinada de impulsos e restrições de movimentos. Estas restrições podem ser provocadas, por exemplo, pela presença de tirantes (ver Figura 9.9).

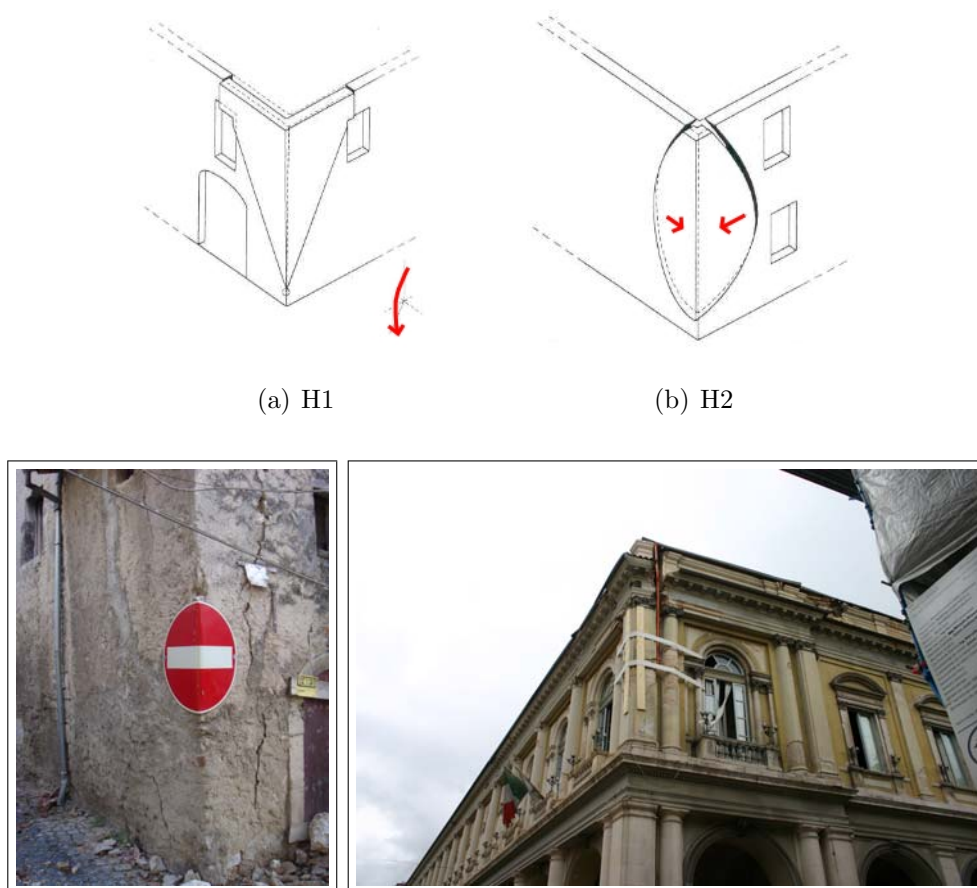
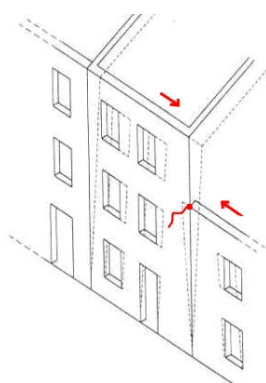


Figura 9.9: Mecanismo do tipo H1 ou H2

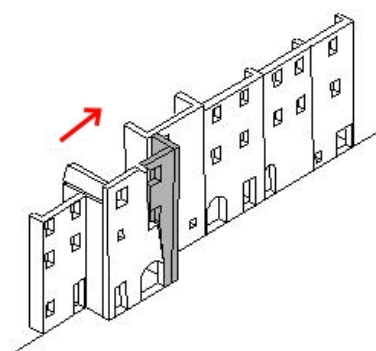
## I1 ou I2 - Efeito “pounding” e desalinhamento

O mecanismo abordado neste ponto, desenvolve-se por descontinuidades verticais ou horizontais entre edifícios alinhados. Quando um edifício se encontra adjacente por outro de altura inferior, na ocorrência de um evento sísmico, dá-se uma concentração de dano em torno do ponto de intersecção entre os dois edifícios. O excesso de tensão aí gerado, provoca fissuração inclinada na fachada do edifício mais alto, desenvolvendo-se o mecanismo I1.

O mecanismo I2 desenvolve-se de igual forma por fenómenos de concentração de tensões, no entanto, neste caso, associados a descontinuidades horizontais entre edifícios.



(a) I1



(b) I2



---

Figura 9.10: Mecanismo do tipo I1 ou I2

## **J - Fissuração junto a zonas rígidas**

A diferença significativa de rigidez entre as paredes de fachada e alguns elementos que a estas podem estar contíguos, sejam arcos, contrafortes, passagens superiores entre edifícios, etc., gera concentrações de tensão que originam a abertura de fissuras na fachada, junto a esses elementos de maior rigidez.



---

Figura 9.11: Mecanismo do tipo J



## K1 ou K2 - Fragilização da alvenaria junto à cobertura

O reduzido nível de tensão normal nas zonas de ligação entre as paredes de fachada e as estruturas de cobertura, aliada ao efeito cíclico de uma acção horizontal, poderá conduzir à desagregação localizada da alvenaria no topo das paredes de fachada. Este problema é agravado pela presença de coberturas pesadas.

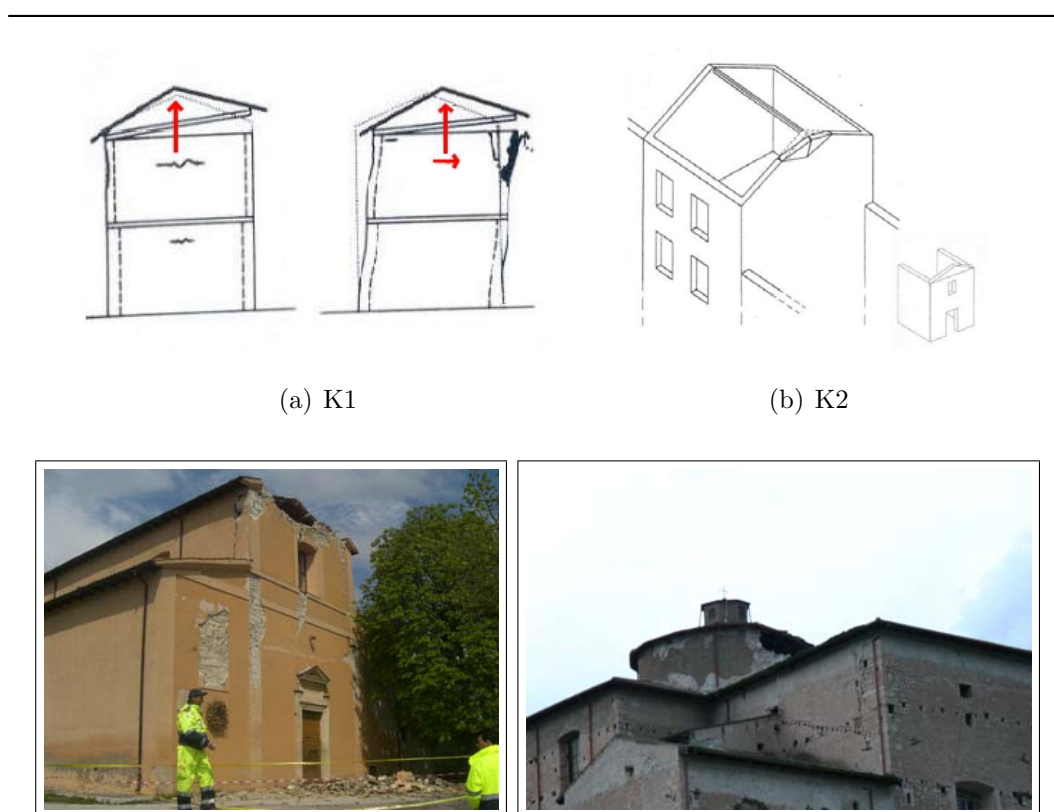
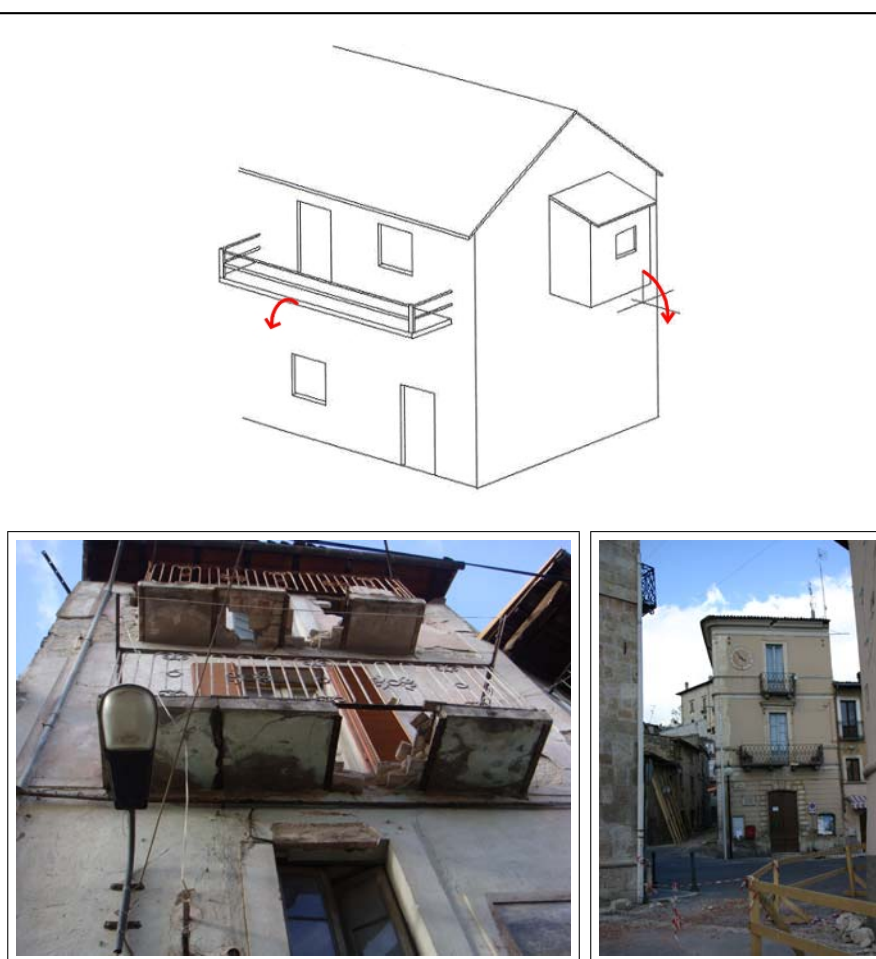


Figura 9.12: Mecanismo do tipo K1 ou K2



## **L - Queda ou fragilização de corpos salientes**

Devido às acelerações sísmicas, os corpos salientes à estrutura, nomeadamente varandas e balcões, tendem a sofrer danos importantes, chegando em casos extremos a colapsar. Esses danos, ou eventuais colapsos, acontecem devido, por um lado, à sensibilidade destes elementos à aceleração sísmica, por outro, devido à forma como se encontram ligados à estrutura principal.

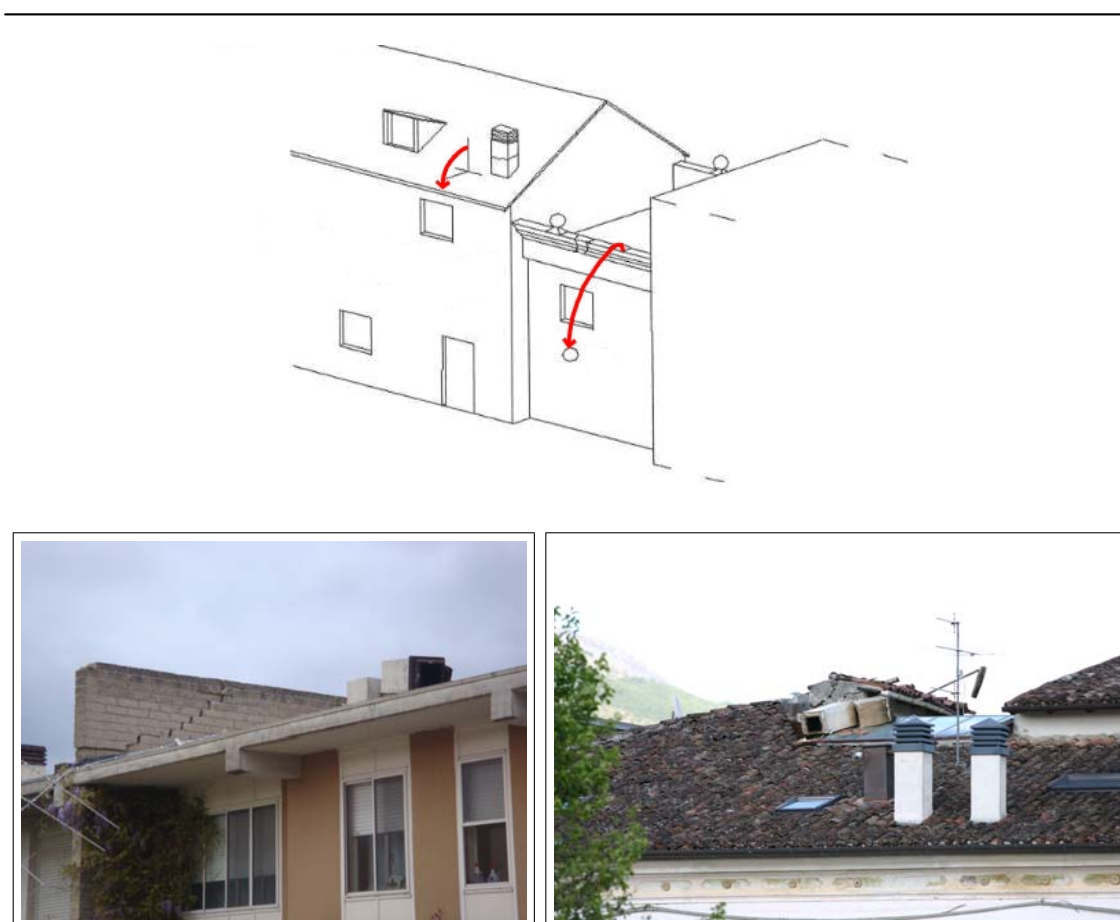


---

Figura 9.13: Mecanismo do tipo L

## M - Queda de elementos secundários

Este mecanismo é semelhante ao mecanismo de tipo L. Desenvolve-se em elementos secundários que, pelas suas características de rigidez ou por má ligação à estrutura principal, são mais vulneráveis à acção sísmica. Entre os elementos secundários mais vulgarmente afectados por este mecanismo, destacam-se: chaminés, platibandas, mansardas e elementos decorativos.



---

Figura 9.14: Mecanismo do tipo M

## N - Fissuração em cruz

Um dos mecanismos de dano mais observados nos edifícios após um sismo, desenvolve-se por esforço de corte nos painéis de alvenaria, no seu plano, ligados a bielas de compressão definidas pelo posicionamento e dimensão das aberturas na fachada. Caracteriza-se por fissuração a 45° com origens opostas e que se cruzam no centro dos painéis de parede ou entre pisos consecutivos, no caso dos lintéis.

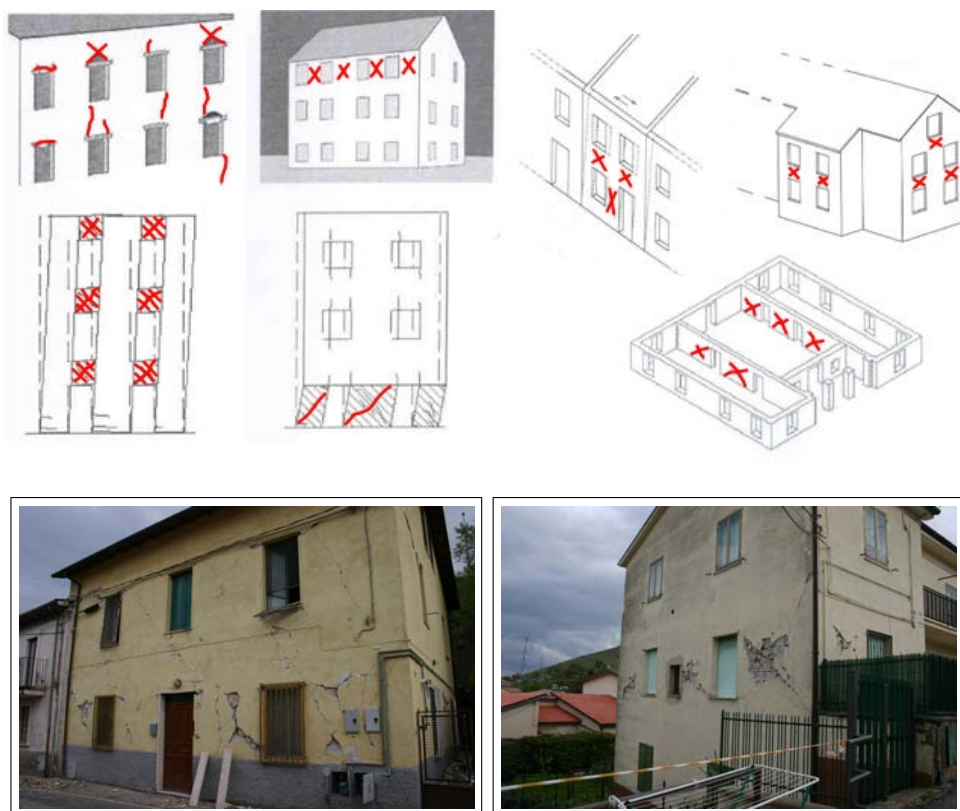
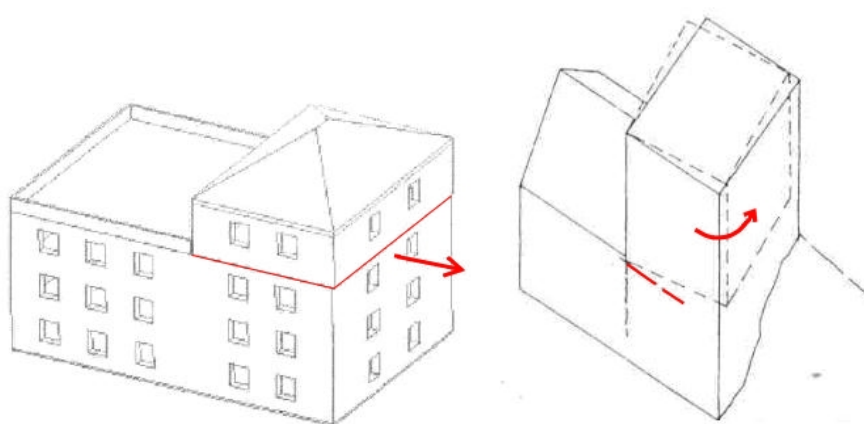


Figura 9.15: Mecanismo do tipo N

## O - Deslizamento e ou torção

O mecanismo O, caracterizado por deslizamento e/ou torção de parte do corpo da estrutura, desencadeia-se em edifícios com acentuada irregularidade em altura e, principalmente, em edifícios subdivididos em corpos de rigidez torsional acentuadamente diferente. Vulgarmente esta diferença de rigidez torsional surge associada a pisos acrescentados no topo dos edifícios. O desligamento entre os dois corpos dá-se ao nível da secção de variação de rigidez ou de área.

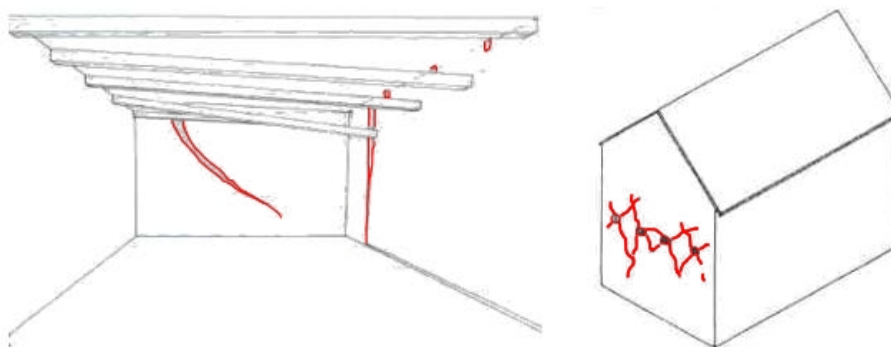


---

Figura 9.16: Mecanismo do tipo O

## **P - Desenfiamento dos barrotes**

Este mecanismo é condicionado, quase na totalidade, pela eficiência das ligações entre os barrotes e a parede que lhes serve de apoio. O seu desenvolvimento, pode conduzir à destabilização das estruturas do pavimento e ao consequente colapso interno de todo o edifício.



---

Figura 9.17: Mecanismo do tipo P

## Q - Assentamento de fundações

Os deslocamentos associados a assentamentos diferenciais das fundações conduzem a acréscimos de esforços de corte nas paredes. A elevação dos esforços de corte conduzem ao surgimento de linhas de rotura a 45°, desenvolvendo preferencialmente o seu traçado, ao longo das zonas de maior concentração de tensões (vértices de aberturas, padieiras, etc.)

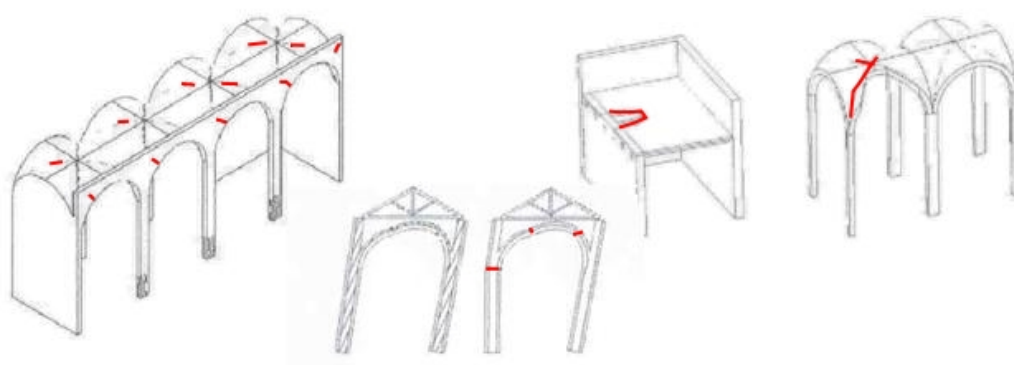


Figura 9.18: Mecanismo do tipo Q



## **R - Fragilização de arcos e abóbadas e do seus elementos de suporte (nembos de parede e colunas)**

Quando os elementos que servem de suporte a arcos ou a abóbadas não se encontram convenientemente contraventados e sofrem deformações, mesmo que pouco acentuadas, provocam a abertura das juntas entre as pedras que formam os arcos ou as abóbadas, penalizando o funcionamento destes elementos. A fragilização destes elementos de arco ou abóbada, poderá ser agravada pela elevada massa dos pavimentos, coberturas ou paredes, que sobre eles apoiam, originando danos locais.



---

Figura 9.19: Mecanismo do tipo R

## S - Fissuração junto a escadas

O aumento de rigidez conferido pela ligação entre as escadas e a parede de fachada é responsável por uma enorme concentração de tensões nessa zona. Essa concentração de tensões conduz ao desenvolvimento de dano localizada com a abertura de uma fenda diagonal.

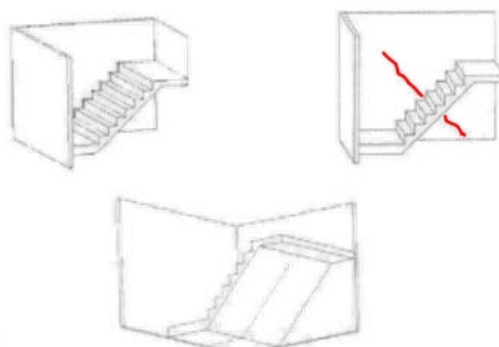


Figura 9.20: Mecanismo do tipo S



## Anexo II

### Apresentação e análise dos resultados

---

## 10 Anexo II - Apresentação de resultados

### Avaliação dos parâmetros na definição do $I_{vf}$

O presente Anexo tem como objectivo apresentar a totalidade dos resultados obtidos da aplicação do índice de vulnerabilidade da parede de fachadas,  $I_{vf}$ , aos edifícios da Baixa de Coimbra.

Nas Figura 10.1 à Figura 10.5 apresentam-se os gráficos referentes à distribuição das classes de vulnerabilidade para cada um dos 10 parâmetros avaliados na definição do  $I_{vf}$ :

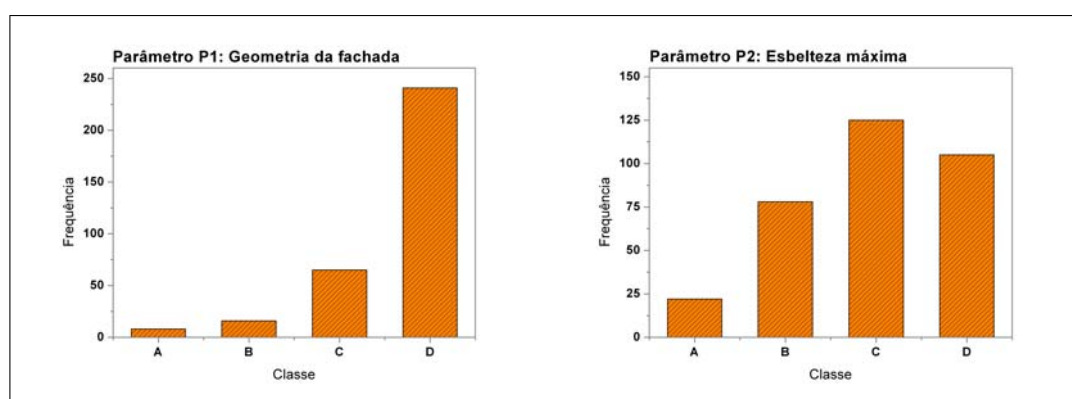


Figura 10.1: Distribuição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P1 e P2

Como se observa na Figura 10.1, para o parâmetro P1, a grande maioria das fachadas analisadas apresentam características geométricas que aumentam a sua vulnerabilidade sísmica, com uma relação entre a sua altura ( $H$ ) e a sua base ( $B$ ) muitíssimo alta. A média dos casos avaliados para esta relação ( $H/B$ ), situa-se na em torno do valor 1.47. Cerca de 73% das fachadas avaliadas são de classe D e 20% de classe C.

Para o Parâmetro P2, verifica-se que a distribuição entre classes é mais uniforme, com cerca de 38% das fachadas classificadas com classe C, 32%, com classe D e 23% com classe B. No entanto, importa referir que este é um parâmetro que quantifica uma característica intrínseca à fachada extremamente importante, a sua esbelteza. Verifica-se que o facto de 70% da distribuição se situa entre a classe C e D, sendo um indicador claro que estamos na presença de fachadas com uma vulnerabilidade sísmica tendencialmente elevada.

A Figura 10.2 apresenta mais dois parâmetros de carácter geométrico, o parâmetro P3 e o parâmetro P4:

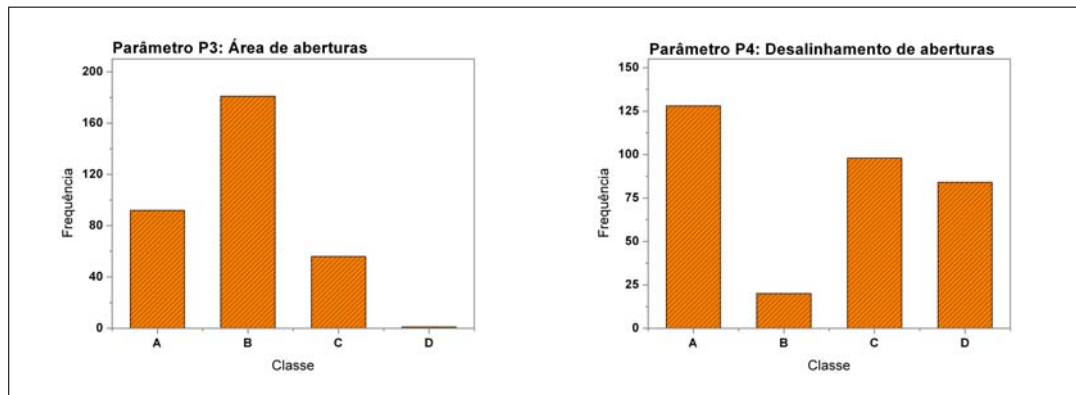


Figura 10.2: Distribuição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P3 e P4

O parâmetro P3 encontra-se distribuído entre as classes A e C, existindo apenas uma fachada, no conjunto das 330 avaliadas, de classe D. Cerca de 28% fachadas pertencem à classe A, 55% à classe B e 17% à classe D. Para o parâmetro P4, concluiu-se que cerca de 39% das fachadas apresentam um alinhamento de aberturas perfeito, e que as restantes fachadas se encontram distribuídas maioritariamente entre as classes C e D, representando cerca de 55% dos casos. Note-se que este parâmetro é extremamente importante no comportamento sísmico de uma fachada e que a elevada percentagem de fachadas de classe D (25%) poderá estar associada a intervenções de abertura de “*open spaces*” ao nível do rés-do-chão.

A Figura 10.3 apresenta os resultados referentes aos parâmetros P5 e P6:

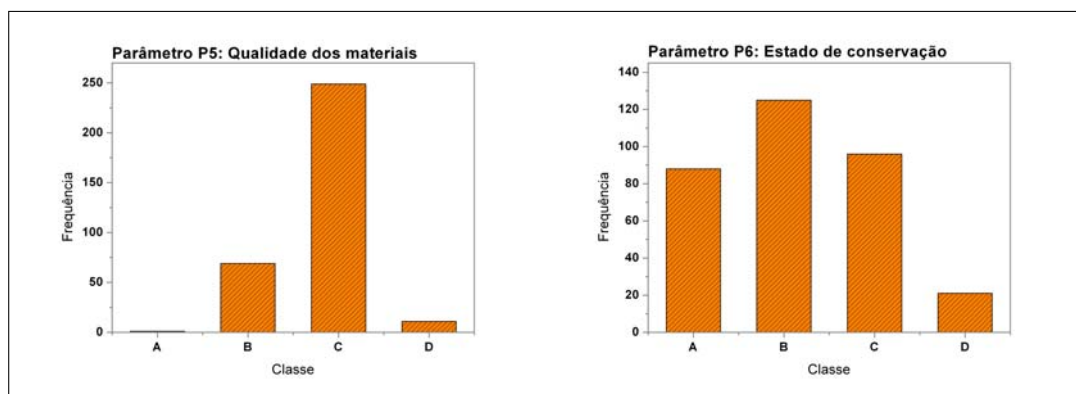


Figura 10.3: Distribuição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P5 e P6

Os resultados para o parâmetro P5 revelam que uma percentagem elevada de fachadas, cerca de 75%, apresentam uma classe C (de qualidade média a baixa, apresentando irregularidades de dimensão e de assentamento). As restantes fachadas encontram-se quase na sua totalidade integradas na classe B.

No que diz respeito ao estado de conservação das fachadas, avaliado pelo parâmetro P6, a sua distribuição apresenta-se relativamente uniforme entre as três primeiras classes de vulnerabilidade. Cerca de 27% das fachadas apresentam um estado de conservação correspondente à classe A, 38% à classe B, 29% à classe C e apenas 6% à classe D.

Os parâmetros P6 e P7, apresentados na Figura 10.4, avaliam as características de ligação entre a parede de fachada e as paredes ortogonais (P6) e entre a parede de fachada e os diafragmas horizontais (pavimentos) e a cobertura.

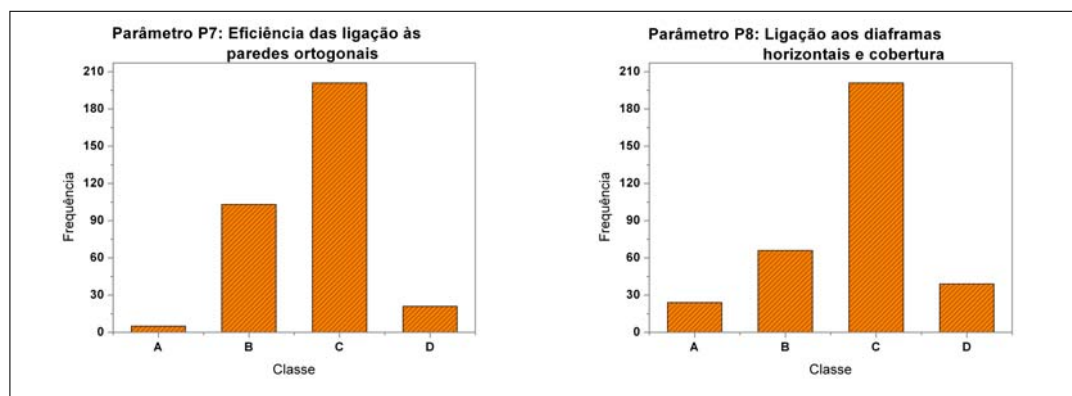


Figura 10.4: Distribuição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P7 e P8

No caso do parâmetro P7, os resultados encontram-se concentrados entre as classes B e C, com cerca de 92% do total dos casos. Apenas 2% das 330 fachadas avaliadas apresentaram uma ligação correcta e efectiva entre esta e as suas paredes ortogonais. A distribuição dos resultados para o parâmetro P8 é em tudo semelhante à do parâmetro P7, apenas com um ligeiro acréscimo da percentagem de fachadas integradas nas classes extremas, A e D. Neste caso, 81% dos resultados encontram-se concentrados nas classes centrais e os restantes 19% entre as classes A (7%) e D (12%).

Finalmente, a Figura 10.5 apresenta os resultados para os parâmetros P9 e P10:

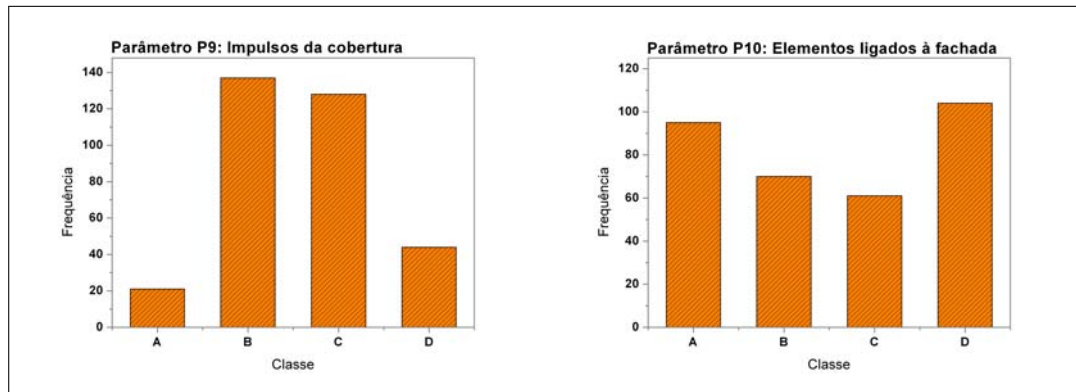


Figura 10.5: Distribuição das classes para o parâmetro P9 e P10

O parâmetro P9 apresenta uma concentração elevada de resultados nas duas classes de vulnerabilidade centrais, com cerca de 42% do total dos resultados da classe B e 39% na classe C. Cerca de 13% das fachadas apresentaram sinais de impulsos elevados da cobertura, integrando-se assim na classe D de vulnerabilidade.

O parâmetro P10, que avalia o agravamento da vulnerabilidade da fachada por elementos ligados a este, revelou-se o parâmetro com a distribuição mais uniforme dos dez avaliados. Cerca de 29% das fachadas são da classe A, 21% da classe B, 18% da classe C e os restantes 32% da classe D.

## Integração dos resultados numa ferramenta SIG

Da Figura 10.6 à Figura 10.10, apresentam-se os mapas resultantes da integração de cada um dos 10 parâmetros analisados numa ferramenta SIG. Uma vez que cada um destes resultados já foi comentado, de seguida serão apresentados apenas os mapas de distribuição das classes de vulnerabilidade.



Figura 10.6: Distribuição dos parâmetros P1 e P2

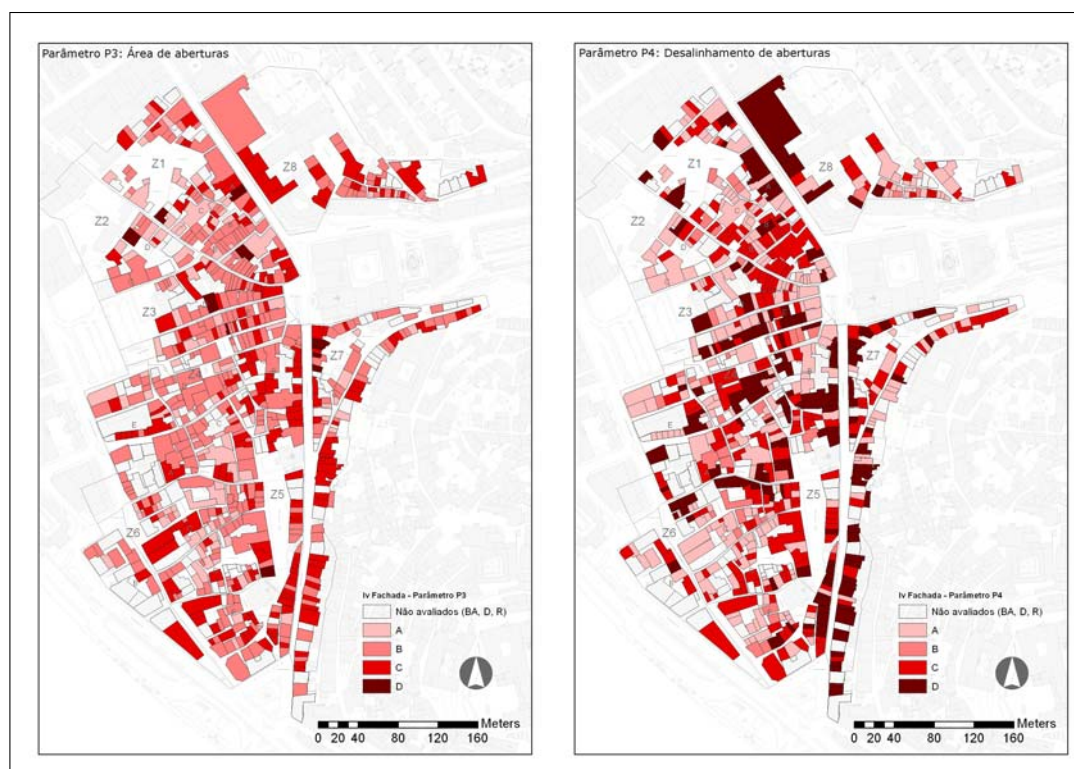


Figura 10.7: Distribuição dos parâmetros P3 e P4



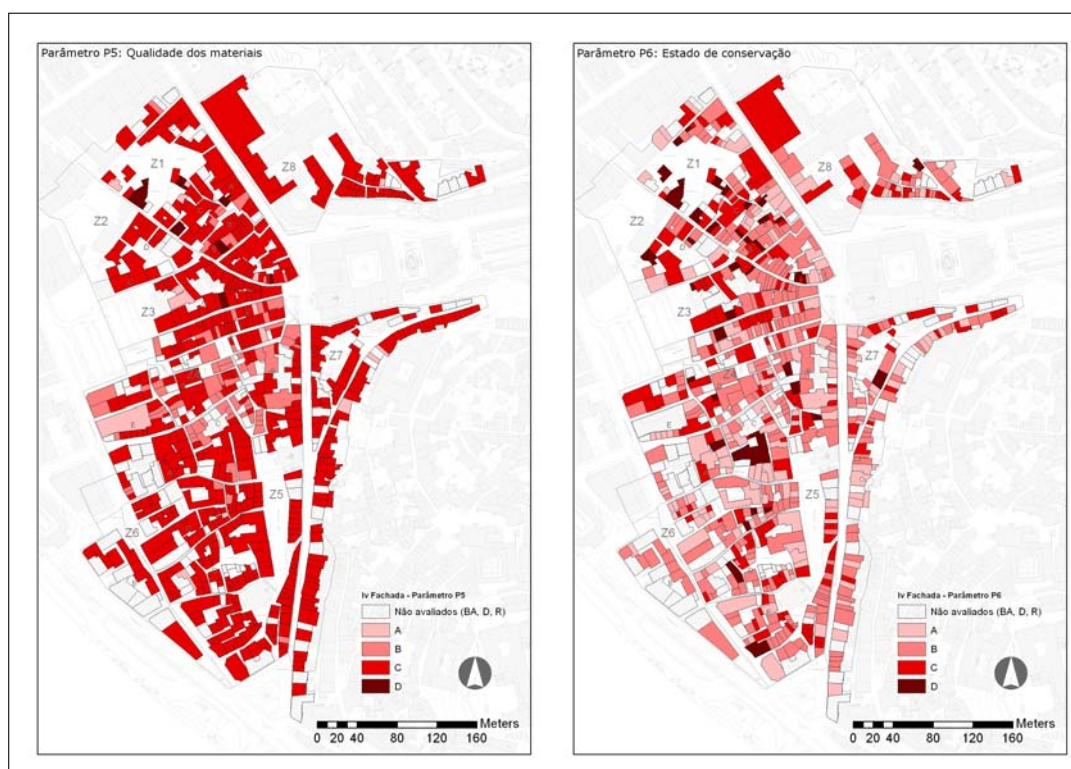


Figura 10.8: Distribuição dos parâmetros P5 e P6

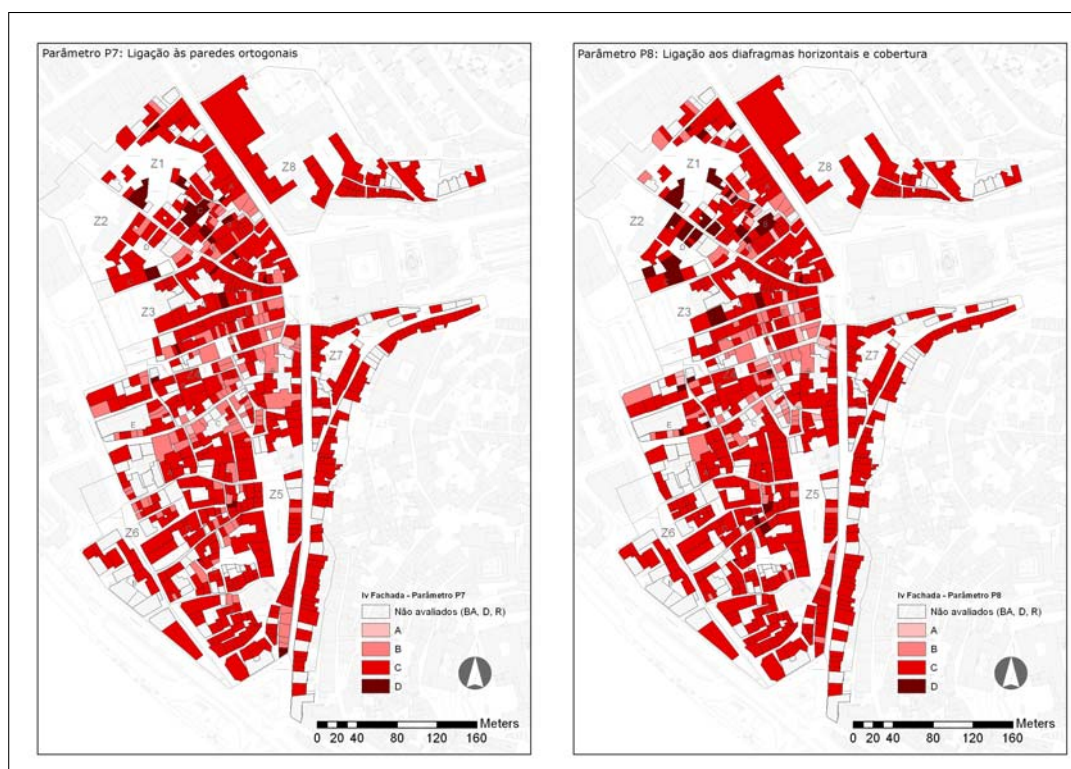


Figura 10.9: Distribuição dos parâmetros P7 e P8

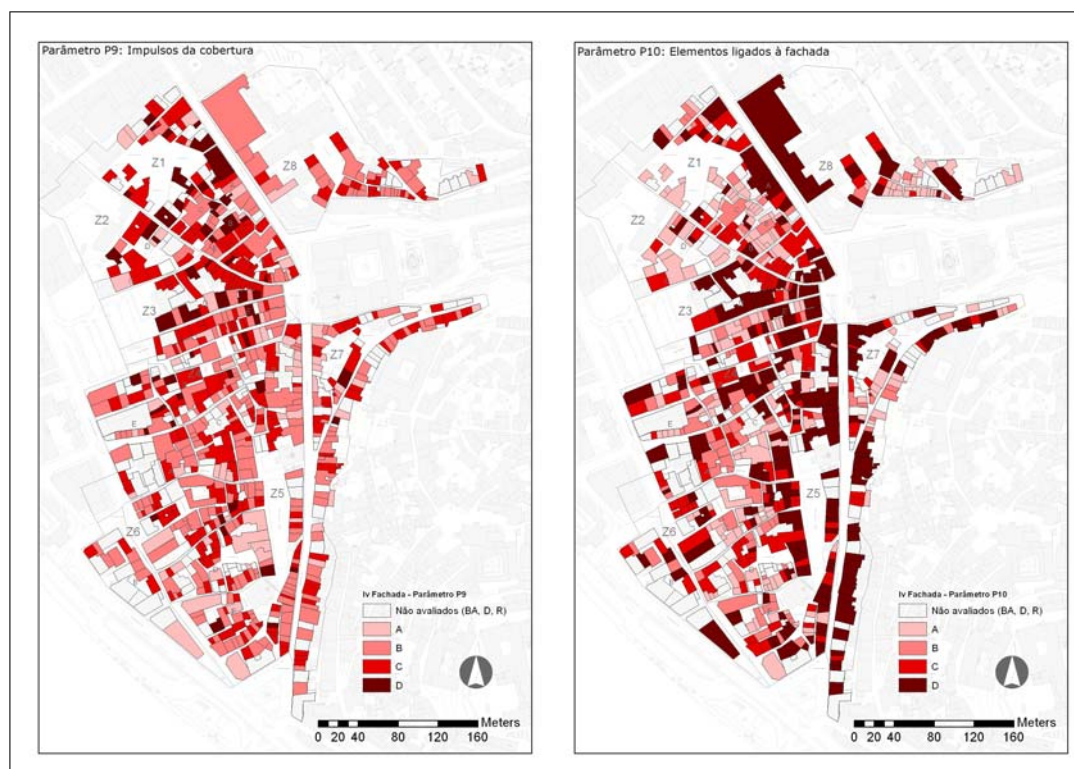


Figura 10.10: Distribuição dos parâmetros P9 e P10